

**ADVERTIMENT.** La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX ([www.tesisenxarxa.net](http://www.tesisenxarxa.net)) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

**ADVERTENCIA.** La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR ([www.tesisenred.net](http://www.tesisenred.net)) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

**WARNING.** On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX ([www.tesisenxarxa.net](http://www.tesisenxarxa.net)) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author

# Aspectos tecnológicos de túneles construidos con tuneladora y dovelas prefabricadas de hormigón

tesis doctoral realizada por:

Sergio Henrique Píalarissi Cavalaro

dirigida por:

Antonio Aguado de Cea

Barcelona, julio de 2009

Universitat Politècnica de Catalunya  
Departament d'Enginyeria de la Construcció

TESIS DOCTORAL



*Dedico este trabajo a mis padres, Sergio y Nelcí,  
y a mis hermanas, Maria Fernanda y Ana Elisa,  
que han sido el fundamento de todo lo que  
he podido realizar hasta hoy.*





## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quisiera agradecer a Antonio Aguado por haberme dado esta oportunidad de, más que realizar un doctorado, vivir la investigación en un entorno tan productivo. Le doy las gracias por haber creído en mi potencial y por haberme apoyado. Asimismo, le estaré siempre agradecido por lo mucho que me ha enseñado y por la paciencia que seguramente le he obligado a ejercitar muchas veces a lo largo de estos tres años. Su dedicación ha sido tan generosa del punto de vista personal y profesional que muy probablemente sea una equivocación llamarle a este trabajo “mi” tesis doctoral.

De los profesores que he tenido la alegría de conocer, agradezco a Lluís Agullo por su excelente disposición para ayudarme y por las agradables charlas que hemos tenido sobre los más diversos temas. También quisiera agradecer a Climent Molins, que ha dado un soporte metodológico importante a la estructuración de mi trabajo y ha propuesto uno de los estudios que forman parte de esta tesis.

Agradezco a la empresa FCC por haber invertido en el Proyecto HATCONS y haberme otorgado las condiciones para realizar estudios y campañas experimentales en varias obras concretas. Agradezco al Departamento de I+D+i de la citada empresa que, personificado por Francisco Capilla, me ha acogido en los 6 meses que trabajé en Madrid habiendo contribuido prácticamente en todos los estudios presentados aquí. En especial agradezco a Enrique Bofill por los interesantes temas y, principalmente, por los desafíos que nos ha planteado. Éstos han sido un estímulo adicional para buscar puntos de vista distintos, lo que al final seguramente nos ha permitido divisar más lejos.

Doy las gracias a Montse Santos, a Mari Carmen, a Merce, a Carmen Gongora y a Raquel que han sido muy atentas, amables y pacientes desde el primer día en que llegué a Barcelona, balbuceando un castellano que no llamo de precario para no incurrir en falta de modestia. Agradezco a Camilo, a Robert, a Carlos y, especialmente, a Jordi por los momentos tan divertidos que hemos tenido y por haberme apoyado en las campañas experimentales realizadas en el LTE. A Tomas Garcia quisiera transmitir el inmenso aprecio que le tengo, no solo por la dedicación y el compromiso que pone en todas sus actividades como director del laboratorio, pero también por el compañerismo demostrado tantas veces. Esta es solo uno de las razones por las que le considero un amigo.

Por haber sabido aguantarme a diario y por las incontables ocasiones en que me han ayudado, agradezco especialmente a los amigos y compañeros de despacho (Alvaro, Bernat, Betty, Cristian, Felipe, Francisco, Oriol, Selma) y de piso (Claudia, Juliana, Nayara, Ana Carolina, Cibely, Desilvia y Paty). También no puedo dejar de mencionar otros amigos que han hecho de este periodo una experiencia única para acordarme para toda la vida. Por ello, también expreso mi gratitud y el placer de haber conocido a: Elaine, Alex, Mauro, Vanessa, Albert, Sandra, Jussara, Filipe, Miguel, Edison, Juan Carlos, Noe, Georgia, Mabel, Rolando, Marc, Andre, Izelman, Diego, Pedro, Barbara y Virginia, además de los que ya he citado con anterioridad.

En los próximos párrafos me tomaré la libertad de escribir en inglés y portugués para que me comprendan mejor aquellos a quien se destina el mensaje. Aparte, esto también me viene bien para cumplir la exigencia de usar como mínimo dos lenguas de la Unión Europea en la tesis para conseguir la Mención de Doctor Europeo.

I would like to thank Professor Walraven and Professor Blom for their unbelievable kindness, for giving me the opportunity to work for 6 months at TU Delft and for sharing their knowledge in so many subjects. Furthermore, I want to state that they played a very important role in what to me is the most important subject of this PhD thesis, which, probably due to their help, was also the one I most enjoyed to develop.

Por fim, agradeço em português àqueles que representam o grande preço que paguei pela escolha de fazer o doutorado. São meus pais, irmãs, avós, tios e primos cujo cotidiano não pude acompanhar, cujas conquistas e alegria deixei de compartilhar de perto. Pesando todos estes aspectos com a tranquilidade que demorei três anos em alcançar e considerando a imensa importância que essas pessoas sempre terão em minha vida, não há como deixar de concluir que a decisão de vir foi puramente irracional. Algo fruto do calor do momento e um desequilíbrio forçado da minha natureza que eu sozinho seria incapaz de manter por esse tempo não fosse pelo apoio incondicional que, mesmo a distancia, todos me deram.

Por isso, por ter esperado minhas ligações, por ter relevado uma data importante que na minha distração esqueci, pelo esforço de me transmitir alegria mesmo quando não era exatamente o que você sentia, por tantas outras coisas que eu nem saberei que fez por mim e inclusive pelas vezes em que pensou em mim assim como eu constantemente penso em você para reunir forças e seguir um pouco mais adiante, muito obrigado.

## RESUMEN

El número de túneles construidos con tuneladora tipo TBM ha aumentado considerablemente en las últimas décadas en consecuencia de los avances tecnológicos observados en estas máquinas y en el propio proceso constructivo. Debido a ello, actualmente es posible realizar la excavación y el montaje del túnel con elevada productividad, atendiendo a los estándares de seguridad incluso bajo las condiciones de trabajo más desfavorables y a elevada profundidad.

A pesar del escenario aparentemente positivo, la rápida incorporación de los avances tecnológicos a la práctica también tiene su precio, especialmente cuando la base teórico-científica que describe el proceso constructivo no se desarrolla con la misma velocidad. Frente a la falta de conceptos suficientemente sólidos, las empresas encargadas de la construcción fundamentan buena parte de sus decisiones en los resultados de experiencias previas. Como las condiciones de contorno varían de una obra a otra, es difícil prever con antelación los tipos y la intensidad de los problemas que serán encontrados en el transcurso de la misma. En definitiva, ello conduce a la reducción de la velocidad de avance de la tuneladora y al aumento de los tiempos de parada de modo que se compromete la eficiencia del proceso constructivo.

El elevado interés por parte de los técnicos en comprender mejor el comportamiento del túnel ha planteado la posibilidad de realizar experimentos in situ o con testigos y materiales extraídos de obras reales. Teniendo en cuenta que estas oportunidades de caracterización son una valiosa fuente de información que no debe ser desaprovechada, se propone una tesis doctoral más bien generalista que abarca una serie de temas dentro del ámbito de la construcción de túneles con dovelas prefabricados de hormigón. Estos temas son: optimización en el proceso de fabricación de las dovelas, comportamiento del mortero de relleno, comportamiento de las juntas entre dovelas y la relación entre las tolerancias y los daños estructurales apreciados durante la fase de construcción.

En el primer tema se propone la sustitución del hormigones convencionales generalmente usados en la fabricación de las dovelas por hormigones autocompactantes (HAC). Las posibles consecuencias de esta sustitución se evalúan a través de pruebas realizadas en una industria de prefabricados donde se producen dovelas con HAC con y sin fibras de acuerdo con la misma secuencia usada para un hormigón convencional. Las observaciones realizadas durante las pruebas permiten valorar los principales beneficios y la compatibilidad entre los HAC dosificados, los equipos y los procedimientos empleados. Finalmente se presentan las conclusiones sobre el uso de dichos hormigones para la fabricación de dovelas y se proponen pequeñas alteraciones al proceso productivo para potenciar su uso.

En el segundo tema se propone una guía de diseño además de algunas recomendaciones para la dosificación de los morteros de relleno. Esta propuesta se basa en los resultados de la caracterización de dosificaciones empleadas en 4 túneles. Dado que el presente estudio enfoca principalmente el comportamiento a tempranas edades, se realizan algunos ensayos convencionales en estado fresco además del ensayo con el reómetro. Este último permite medir las propiedades reológicas, con lo que se evalúan de manera simplificada la bombeabilidad y la capacidad de rellenar el hueco anular. Asimismo se estudian algunas relaciones sencillas para estimar indirectamente la reología del mortero.

El tercer tema se centra en el estudio sobre el comportamiento de los packers. En base al estado de conocimiento, se proponen dos nuevos ensayos para la caracterización de este material frente a las sollicitaciones encontradas en la práctica. Ambos ensayos son empleados en campañas experimentales con packers usados en 6 obras reales. Los resultados obtenidos permiten, por un lado, comparar el desempeño de los diferentes tipos de packers y, por otro lado, sirven de partida para el desarrollo de modelos teóricos que explican su comportamiento y el de la junta.

El cuarto y último tema trata de la relación entre las tolerancias, las deficiencias de contacto y los daños estructurales. En este ámbito, se propone un método para evaluar los diferentes tipos de tolerancia en función del nivel y frecuencia del daño estructural bajo las cargas de construcción y servicio. Aparte, se derivan recomendaciones para la máxima tolerancia admisible en vías de mantener la incidencia y la intensidad de los daños estructurales dentro de un rango aceptable.

## SUMMARY

The number of tunnels constructed with tunnel boring machines (TBM) has increased considerably on the last decade because of the technological advance observed in these machines and in the construction process. It is now possible to reach high productivity levels keeping adequate safety standards even under the unfavorable working conditions and excavating depths.

Despite the apparently positive panorama, the fast introduction of technological advances into practice might also have a downside, especially if the theoretic basis that describes the construction process does not accompany this development. Due to the lack of sufficiently consolidated knowledge, constructors have to base their decisions in results and experiences obtained in previous works. However, the surrounding condition may vary considerably from one worksite to another making it difficult to predict the types and the intensity of the problems during construction. This may lead to a reduction on the TBM speed and an increase on its dwell time, thus jeopardizing the construction process efficiency.

In this context, the technical interest to get a better understanding of the lining behavior has created many opportunities to carry out in situ tests with probes and materials extracted from real tunnels. These opportunities must not be wasted since they are a valuable source of information. Therefore, a rather generalist study covering several subjects of underground constructions with TBM and segmented lining is proposed. The subjects studied in this PhD thesis concern the optimization of the segmented lining manufacturing process, the behavior of the backfill grout, the behavior of the segmented lining joints and the relation between the tolerances and the structural damages during construction.

The first subject covers a proposal to substitute the conventional concrete generally used to produce the segmented lining by a self-compacting concrete (SCC). The possible consequences of such substitution is evaluated through tests carried out in a precast industry where SCC segmented lining with and without fibers are produced according with the same manufacturing sequence applied to conventional concrete. The observations made during the experiments show the main benefits and the compatibility between the SCC designed, the equipment and the manufacturing procedure used.

In the second subject, a guide and some recommendations for the design of backfill grout dosages are proposed. The input information for this proposal comes from an experimental campaign carried out with the backfill material used in 4 tunnels. Since the present study focus mainly in the early-age behavior, conventional fresh state tests and the test with the rheometer are performed. The latter yield the rheological properties, which allowed the simplified evaluation of the pumpability and the ability to fill the tail void. On the other hand, some easy-to-use correlations are proposed to estimate indirectly the rheological properties of the backfill grout.

The third subject concerns the study about the behavior of the packing material. For that, two new tests are designed to simulate the loads usually found in reality. Both tests are applied in experimental campaigns with packers samples from 6 tunnels. The results obtained allow the comparison between different types of packers besides the proposal of constitutive and conceptual models for their behavior.

The last subject deals with the relation between the tolerances, the contact deficiencies, and the structural damages observed during the lining construction stage. In this sense, a method to evaluate different types of tolerances as a function of the degree and frequency of structural damage is proposed. In addition to that, some general values are recommended for the maximum admissible tolerance that should keep the incidence of structural damages within acceptable ranges.

## ÍNDICE

1. Introducción.....	1
1.1. Prólogo.....	1
1.2. Razón de ser .....	5
1.3. Objetivos generales.....	6
1.4. Objetivos específicos .....	6
1.5. Método .....	7
2. Estado del conocimiento .....	11
2.1. Introducción.....	11
2.2. Morteros de relleno .....	12
2.2.1. Tipos de mortero de relleno.....	12
2.2.2. El procedimiento ejecutivo .....	15
2.2.3. Estudios sobre la presión aplicada por el mortero al trasdós del anillo.....	21
2.3. Packers.....	23
2.3.1. Tipos.....	23
2.3.2. Geometría y posición en la dovela .....	24
2.3.3. Campañas experimentales externas .....	25
2.3.4. Modelos para el comportamiento del packer en la junta .....	29
2.3.5. Influencia del packer en el comportamiento del túnel .....	30
2.4. Tolerancias, deficiencias de contacto y daños estructurales.....	32
2.4.1. Daño estructural de las dovelas .....	32
2.4.2. Tolerancias de fabricación.....	34
2.5. Discusión.....	36
3. Fabricación de dovelas con HAC .....	39
3.1. Introducción.....	39
3.1.1. Objetivos.....	41
3.1.2. Organización del estudio.....	41
3.2. Nueva propuesta experimental.....	41
3.2.1. Dosificaciones.....	42
3.2.2. Amasado .....	44
3.2.3. Ensayos .....	44
3.3. Memoria de la campaña experimental .....	45
3.3.1. Primera tanda: 28 de junio de 2007.....	46
3.3.2. Segunda tanda: 12 de julio de 2007 .....	47
3.4. Resultados y análisis de los mismos.....	52
3.4.1. Ensayos en estado fresco .....	52
3.4.2. Ensayos en estado endurecido .....	53
3.4.3. Acabado superficial .....	56

3.4.4.	<i>Evaluación del hormigonado con molde en posición horizontal</i>	56
3.4.5.	<i>Evaluación de los problemas con la dosificación 3</i>	57
3.5.	Conclusiones	59
4.	Caracterización de los morteros de relleno	61
4.1.	Introducción	61
4.1.1.	<i>Objetivos</i>	62
4.1.2.	<i>Organización del estudio</i>	62
4.2.	Nueva propuesta experimental	62
4.2.1.	<i>Los morteros de relleno ensayados</i>	63
4.2.2.	<i>Ensayos propuestos</i>	64
4.2.3.	<i>Procedimiento de producción y curado</i>	66
4.3.	Resultados y análisis	67
4.3.1.	<i>Densidad aparente en estados fresco</i>	67
4.3.2.	<i>Consistencia medida por la mesa de sacudidas</i>	68
4.3.3.	<i>Parámetros reológicos medidos con el reómetro</i>	69
4.3.4.	<i>Determinación indirecta de los parámetros reológicos</i>	71
4.3.5.	<i>Cuantificación de la bombeabilidad de los morteros</i>	74
4.3.6.	<i>Proceso de mezcla y evolución de la reología con el tiempo</i>	77
4.4.	Guía de diseño	79
4.5.	Conclusiones	81
5.	Presión tras la inyección del mortero	83
5.1.	Introducción	83
5.1.1.	<i>Objetivos</i>	84
5.1.2.	<i>Organización del estudio</i>	84
5.2.	Propuesta experimental	84
5.2.1.	<i>Características generales y geología</i>	85
5.2.2.	<i>Posición de los captadores</i>	86
5.3.	Resultados y análisis	87
5.3.1.	<i>Evolución de presiones y de los otros parámetros medidos</i>	87
5.3.2.	<i>Comparación entre los resultados de los dos túneles</i>	95
5.3.3.	<i>Gradiente de presión en el trasdós de las dovelas</i>	96
5.4.	Conclusiones	99
6.	Caracterización de los packers	101
6.1.	Introducción	101
6.1.1.	<i>Objetivos</i>	102
6.1.2.	<i>Organización del estudio</i>	102
6.2.	Comportamiento frente a sollicitación normal	103
6.2.1.	<i>Nueva propuesta experimental</i>	103
6.2.2.	<i>Resultados y análisis: Configuración 1</i>	107

6.2.3.	<i>Resultados y análisis: Configuración 2</i> .....	109
6.2.4.	<i>Modelo matemático</i> .....	113
6.2.5.	<i>Conclusiones</i> .....	115
6.3.	Comportamiento frente a sollicitación compuesta .....	116
6.3.1.	<i>Nueva propuesta experimental</i> .....	116
6.3.2.	<i>Descripción de la 1ª campaña experimental</i> .....	120
6.3.3.	<i>Descripción de la 2ª campaña experimental</i> .....	126
6.3.4.	<i>Resultados y análisis</i> .....	128
6.3.5.	<i>Modelo conceptual y mecanismos de rotura de la junta</i> .....	134
6.3.6.	<i>Conclusiones</i> .....	137
7.	Filosofía de trabajo y simulación de las deficiencias de contacto .....	139
7.1.	Introducción.....	139
7.1.1.	<i>Objetivos</i> .....	140
7.1.2.	<i>Organización del estudio</i> .....	140
7.2.	Filosofía de trabajo.....	140
7.3.	Modelos de las deficiencias de contacto .....	143
7.4.	MEF con elementos de interface .....	146
7.5.	MEF con elementos de contacto .....	148
7.6.	Modelo analítico .....	148
7.6.1.	<i>Campo de deformaciones</i> .....	149
7.6.2.	<i>Diagrama de momento</i> .....	152
7.6.3.	<i>Procedimiento de cálculo iterativo</i> .....	154
7.7.	Comparación entre MEF con elementos de contacto y con elementos de interface .....	155
7.8.	Comparación entre modelo analítico y MEF con elementos de interface.....	158
7.9.	Conclusiones .....	159
8.	Tolerancia de proyecto .....	161
8.1.	Introducción.....	161
8.1.1.	<i>Objetivos</i> .....	162
8.1.2.	<i>Organización del estudio</i> .....	162
8.2.	El anillo universal .....	162
8.2.1.	<i>Definición</i> .....	162
8.2.2.	<i>Ecuación descriptiva del anillo universal perfecto</i> .....	164
8.2.3.	<i>Aproximaciones en el formato del anillo</i> .....	168
8.3.	Modelo para el contacto entre anillos.....	171
8.3.1.	<i>Suposiciones iniciales</i> .....	172
8.3.2.	<i>Desarrollo del modelo</i> .....	172
8.3.3.	<i>Determinación de la situación de contacto final</i> .....	177
8.3.4.	<i>Verificación de la formulación desarrollada</i> .....	178
8.4.	Las características del anillo y los espacios generados.....	181



8.4.1.	Número de dovelas en que se divide el anillo.....	181
8.4.2.	Ángulo central de la dovela llave.....	183
8.4.3.	Longitud de la dovela de llave.....	184
8.4.4.	Radio del anillo.....	185
8.4.5.	Radio de curvatura mínimo.....	186
8.5.	Análisis de la Línea 9 de Barcelona.....	187
8.5.1.	Características del anillo, del trazado y de la tuneladora.....	187
8.5.2.	Comparación entre anillo real y el anillo perfecto de la Línea 9 de Barcelona.....	187
8.5.3.	Situación de contacto final sin packer.....	188
8.6.	Conclusiones.....	190
9.	Relación entre daños estructurales y deficiencia de contacto.....	191
9.1.	Introducción.....	191
9.1.1.	Objetivos.....	192
9.1.2.	Organización del estudio.....	192
9.2.	Consideración de las imperfecciones de contacto.....	192
9.3.	Daño crítico.....	194
9.4.	Deficiencias de contacto en juntas longitudinales.....	195
9.4.1.	Característica geométricas.....	195
9.4.2.	Propiedades de los materiales.....	198
9.4.3.	Variables consideradas.....	202
9.4.4.	Resultados y análisis.....	204
9.5.	Deficiencias de contacto en las juntas radiales.....	206
9.5.1.	Características geométricas.....	207
9.5.2.	Propiedades de los materiales.....	208
9.5.3.	Variables consideradas.....	210
9.5.4.	Resultados y análisis.....	211
9.6.	Conclusiones.....	214
10.	Formación de las deficiencias de contacto.....	217
10.1.	Introducción.....	217
10.1.1.	Objetivos.....	218
10.1.2.	Organización del estudio.....	218
10.2.	Suposiciones sobre el proceso constructivo.....	218
10.2.1.	Dispersión de las tolerancias de fabricación.....	219
10.2.2.	Relevancia de la tolerancia de colocación.....	221
10.3.	Mecanismo de acumulación.....	225
10.3.1.	Modelo matemático para anillo compuesto por un número infinito de dovelas.....	225
10.3.2.	Análisis de Monte Carlo para anillos con 6, 7 o 8 dovelas.....	229
10.4.	Otros estudio realizados.....	232
10.4.1.	Comparación entre resaltos estimados y medidos.....	232

10.4.2. Influencia de diferentes tipos de packer .....	233
10.5. Conclusiones .....	235
11. Método para estimación de las tolerancias .....	237
11.1. Introducción .....	237
11.1.1. Objetivos .....	238
11.1.2. Organización del estudio .....	238
11.2. Método general de diseño .....	238
11.3. Método simplificado de diseño .....	240
11.4. Tolerancias recomendadas .....	242
12. Conclusiones finales y perspectivas futuras .....	245
12.1. Conclusiones generales .....	245
12.2. Conclusiones específicas .....	246
12.3. Perspectivas futuras .....	253
13. Final conclusions and future perspectives .....	255
13.1. General conclusions .....	255
13.2. Specific conclusions .....	256
13.3. Future perspectives .....	262
Bibliografía .....	265
Anexo A – Prueba matemática empleando anillo universal perfecto .....	271
Anexo B – Ecuaciones que describen el mecanismo de acumulación de tolerancias .....	274
Anexo C – Prueba matemática sobre la estabilidad del mecanismo de acumulación de imperfecciones .....	277
Apéndice A – Características del filler usado en las pruebas con HAC .....	283
Apéndice B – Características de las bribras usado en las pruebas con HAC .....	284
Apéndice C – Armadura empleada en las pruebas con HAC .....	287
Apéndice D – Resultados de la 2ª campaña experimental con ensayo a compresión .....	289
Apéndice E – Dimensiones y armadura de los bloques empleados en el ensayo de los packers a sollicitación compuesta .....	291
Apéndice F – Acabado superficial de los packers ensayados .....	293
Apéndice G – Planos del anillo y de las dovelas de la Línea 9 de Barcelona .....	294

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 – Cuestiones a responder en los diferentes temas estudiados .....	4
Tabla 1.2 – Objetivos específicos.....	6
Tabla 2.1 - Ejemplo de dosificación para producir 1 m <sup>3</sup> de mortero de relleno unicomponente .....	13
Tabla 2.2 - Ejemplo de dosificación para producir 1 m <sup>3</sup> de mortero de relleno bicomponente tipo ETAC..	14
Tabla 2.3 – Resultados de las pruebas realizadas por STUVA.....	28
Tabla 2.4 - Coeficientes de rozamiento recomendados por van Empel .....	28
Tabla 2.5 – Tolerancias recomendadas por diversos autores .....	35
Tabla 3.1 - Dosificación de partida .....	42
Tabla 3.2 - Dosificaciones propuestas.....	44
Tabla 3.3 - Resultados de ensayos en estado fresco realizados en el día 12/07/07 .....	52
Tabla 3.4 - Resistencia a tracción medida a diferentes edades .....	53
Tabla 3.5 - Resistencia a tracción medida en el ensayo de flexotracción a los 28 días .....	54
Tabla 3.6 - Superficie total por metro cúbico de hormigón para los distintos materiales .....	58
Tabla 4.1 – Dosificaciones de los morteros de relleno .....	63
Tabla 4.2 - Resultados de la densidad aparente en estado fresco .....	67
Tabla 4.3 - Consistencia medida a través de la mesa de sacudidas.....	68
Tabla 4.4 - Tensión umbral de cizallamiento medida .....	69
Tabla 4.5 - Viscosidad medida .....	70
Tabla 4.6 - Determinación del total de finos .....	73
Tabla 4.7 - Pendiente de la regresión lineal en el gráfico de potencia mínima versos caudal.....	77
Tabla 4.8 - Recomendaciones para la dosificación de morteros de relleno.....	79
Tabla 5.1 – Presión ideal y Presión medida en el anillo 2035 de la Línea 3 de Madrid .....	96
Tabla 5.2 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2255 de la Línea 9 de Barcelona .....	97
Tabla 5.3 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2292 de la Línea 9 de Barcelona .....	97
Tabla 5.4 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2035 de la Línea 3 de Madrid .....	98
Tabla 5.5 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2038 de la Línea 3 de Madrid .....	98
Tabla 5.6 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2342 de la Línea 3 de Madrid .....	98
Tabla 5.7 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2339 de la Línea 3 de Madrid .....	99
Tabla 6.1 – Campaña experimental con ensayo a sollicitación normal .....	106
Tabla 6.2 - Deformación para cada etapa del proceso de puesta en carga .....	112
Tabla 6.3 - Aproximación del comportamiento mecánico de los packers en el 1º ciclo de carga .....	114
Tabla 6.4 - Aproximación del comportamiento mecánico de los packers en el 2º ciclo de carga .....	114
Tabla 6.5 - Aproximación del comportamiento mecánico de los packers en el 3º ciclo de carga .....	115
Tabla 6.6 – Campaña experimental con ensayo a sollicitación normal y tangencial .....	120
Tabla 6.7 - Carga tangencial máxima medida a lo largo del ensayo – Presión vertical de 1,5 MPa .....	121
Tabla 6.8 - Conjunto de bloques empleado en cada ensayo .....	126
Tabla 7.1 – Propiedades de los materiales empleados en los modelos.....	156
Tabla 8.1 – Ángulo central de las dovelas.....	182

Tabla 8.2 – Variación de número de dovelas por anillo .....	183
Tabla 8.3 – Ángulo central de la dovela llave.....	184
Tabla 8.4 – Espacios máximos entre dovelas en milímetros .....	190
Tabla 9.1 – Combinaciones de variables para imperfecciones de contacto en juntas longitudinales .....	204
Tabla 9.2 – Ángulo máximo entre superficies de la junta longitudinal .....	206
Tabla 9.3 – Combinación de variables para el análisis de las imperfecciones de contacto en juntas radiales .....	211
Tabla 9.4 – Resalto máximo en las juntas radiales (valores en mm) .....	214
Tabla 10.1 – Coeficiente de propagación para anillo compuesto por un número infinito de dovelas .....	229
Tabla 10.2 – Coeficiente de propagación $\gamma$ para anillo compuesto por 6, 7 y 8 dovelas .....	231
Tabla 10.3 – Tolerancia medida para láminas de packer de caucho .....	234
Tabla 11.1 – Ángulo máximo $Sl$ entre superficies de las juntas longitudinales .....	241
Tabla 11.2 – Resalto máximo $Sa$ en juntas radiales (valores en mm).....	241
Tabla 11.3 – Desviación angular $Tl, molde$ de las juntas longitudinales de los moldes (valores en °) .....	242
Tabla 11.4 – Tolerancia $Ta, molde$ en la anchura de los moldes (valores en mm) .....	243

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – a) Longitud total de túneles de carretera mayores que 1000 m construidos en España <sup>(3)</sup> y b) longitud total de túneles construidos con tuneladora tipo EPB en el Metro de Madrid <sup>(4)</sup> .....	2
Figura 1.2 – Temas en los que se debe ahondar .....	3
Figura 1.3 – Fabricación de dovelas con HAC .....	7
Figura 1.4 – Comportamiento de los morteros de relleno .....	7
Figura 1.5 – Comportamiento de los packers .....	8
Figura 1.6 – Relación entre las tolerancias, las deficiencias de contacto y los daños estructurales. ....	9
Figura 2.1 - Evolución de la resistencia para mezcla homogénea y mezcla no homogénea .....	15
Figura 2.2 - Evolución de la resistencia para mezcla homogénea y mezcla no homogénea en edades tempranas .....	15
Figura 2.3 - Representación del punto de inyección en la cola de la tuneladora .....	20
Figura 2.4 - Dibujo del mecanismo de consolidación del mortero de relleno .....	22
Figura 2.5 - Relación entre el gradiente vertical de presión y la distancia de la tuneladora .....	22
Figura 2.6 - Variación del gradiente de presión vertical y velocidad de excavación .....	23
Figura 2.7 – Configuración y procedimiento de ensayo propuesto por de Wall .....	25
Figura 2.8 – Resultado de ensayos realizados por de Wall con: a) contrachapado de madera; b) contacto directo de los bloques; c) lámina de poliuretano y d) lámina de polietileno <sup>(11)</sup> .....	26
Figura 2.9 – Comparación entre resultados de ensayos realizados sin adhesivo (izquierda) y con adhesivo (derecha) <sup>(11)</sup> .....	26
Figura 2.10 – Coeficiente de rozamiento determinado a partir de los resultados de los ensayos <sup>(11)</sup> .....	27
Figura 2.11 - Configuración del ensayo realizado por STUVA <sup>(42)</sup> .....	28
Figura 2.12 – Vista esquemática de las cargas alrededor del anillo en la fase de construcción .....	31
Figura 2.13 – Categorías de daños .....	32
Figura 2.14 – Frecuencia de daños estructurales durante la construcción del túnel .....	33
Figura 2.15 – Mecanismo de formación de a) fisuras longitudinales y b) fisuras en las esquinas .....	34
Figura 2.16 – Tolerancias comúnmente especificadas en los proyectos .....	35
Figura 3.1 - Esqueleto granular modificado .....	42
Figura 3.2 - Curva granulométrica de los áridos .....	43
Figura 3.3 - Ensayo de extensión de flujo de la dosificación nº 1: a) 2ª amasada, b) 3ª amasada .....	46
Figura 3.4 - Probetas de la dosificación 1 para ensayos en estado endurecido .....	47
Figura 3.5 - Ensayo de extensión de flujo con la dosificación: a) Vista general, b) Detalle .....	48
Figura 3.6 - Ensayo de extensión de flujo con la dosificación 2: a) Vista general, b) Detalle .....	48
Figura 3.7 - Ensayo de extensión de flujo con la dosificación 3: a) 1ª amasada, b) 3ª amasada .....	49
Figura 3.8 - Ensayo de extensión de flujo de la cuarta amasada con la dosificación 3 .....	49
Figura 3.9 - Detalle de la torta producida ensayo de extensión de flujo con la dosificación 3 .....	50
Figura 3.10 - Ensayo de extensión de flujo de la 1ª amasada de la dosificación 4: a) Vista general, b) Detalle .....	50
Figura 3.11 - a) Llenado del molde y b) distribución uniforme del hormigón en el molde .....	51
Figura 3.12 - Distribución del hormigón en el interior del molde .....	51
Figura 3.13 - Probetas de la dosificación 4 para ensayos en estado endurecido .....	51

Figura 3.14 - Ensayo a flexotracción para a) la probeta 1 y b) la probeta 2 de la dosificación 4 .....	54
Figura 3.15 - Energía absorbida a lo largo del ensayo de doble punzonamiento para a) la probeta 1 y b) la probeta 2 de la dosificación 1 .....	55
Figura 3.16 - Energía absorbida a lo largo del ensayo de doble punzonamiento para a) la probeta 1 y b) la probeta 2 de la dosificación 4 .....	55
Figura 3.17 – a) Acabado superficial del extradós y b) de la cara lateral de la dovela de la dosificación 1..	56
Figura 3.18 - Vista de las tolerancias en la geometría del molde y dovela con HAC .....	56
Figura 3.19 - Enrasado de una de las dovelas producidas con la dosificación 4 .....	57
Figura 3.20 - Desplazamiento relativo en un hormigón con elevado contenido de fibras .....	59
Figura 4.1 - Reómetro utilizado en los ensayos .....	66
Figura 4.2 – Ejemplo de resultado de ensayo con el reómetro .....	66
Figura 4.3 - Gradientes de presiones teórico impuesto por las dosificaciones ensayadas.....	68
Figura 4.4 - Resultados del ensayo con el reómetro para los cuatro morteros producidos .....	69
Figura 4.5 - Correlación entre tensión umbral y consistencia medida con la mesa de sacudidas .....	71
Figura 4.6 - Correlación entre viscosidad y consistencia medida con la mesa de sacudidas .....	71
Figura 4.7 - Correlación entre tensión umbral y contenido de finos.....	73
Figura 4.8 - Correlación entre viscosidad y contenido de finos .....	74
Figura 4.9 - Sistema de inyección de mortero en la tuneladora Guster .....	74
Figura 4.10 - Presión mínima para la inyección de los morteros ensayados .....	76
Figura 4.11 - Potencia mínima consumida para los diferentes morteros ensayados .....	76
Figura 4.12 - Evolución de la tensión umbral para los dos procedimientos de conservación.....	78
Figura 4.13 - Evolución de la viscosidad para los dos procedimientos de conservación.....	79
Figura 4.14 - Procedimiento de diseño para los morteros de relleno .....	80
Figura 5.1 – Distribución de los puntos de inyección de la cola de la tuneladora usada en: a) Línea 3 de Madrid y b) Línea 9 de Barcelona .....	85
Figura 5.2 – Captadores de presión en a) anillo 2035 y b) anillo 2038 de la Línea 3 de Madrid .....	86
Figura 5.3 – Captadores de presión en a) anillo 2339 y b) anillo 2342 de la Línea 3 de Madrid .....	87
Figura 5.4 – Captadores de presión en a) anillo 2255 y b) anillo 2292 de la Línea 9 de Barcelona .....	87
Figura 5.5 - Prueba del anillo 2035 de la Línea 3 de Madrid .....	88
Figura 5.6 - Prueba del anillo 2038 de la Línea 3 de Madrid .....	90
Figura 5.7 - Prueba del anillo 2339 de la Línea 3 de Madrid .....	91
Figura 5.8 - Prueba del anillo 2342 de la Línea 3 de Madrid .....	92
Figura 5.9 - Prueba del anillo 2255 de la Línea 9 de Barcelona.....	93
Figura 5.10 - Prueba del anillo 2255 de la Línea 9 de Barcelona.....	94
Figura 6.1 – Configuración del ensayo a sollicitación normal .....	104
Figura 6.2 – Procedimiento de puesta en carga.....	105
Figura 6.3 – Primero ciclo de carga en prueba: a) con el packer de la M30 y b) con el packer de la Línea 9 de Barcelona - Bituminoso .....	107
Figura 6.4 – Comportamiento frente a los tres ciclos de carga para: a) packer Línea 9 de Barcelona - Caucho y b) packer Línea 9 de Barcelona - Bituminoso.....	108
Figura 6.5 – Medidas de los sensores en los tres ciclos de carga con el packer de Pajares.....	108

Figura 6.6 – Curva tensión deformación obtenida para el tercer ciclo de carga .....	109
Figura 6.7 – Comportamiento frente a los tres ciclos de carga para: a) packer M30 y b) packer Línea 9 de Barcelona - Bituminoso .....	110
Figura 6.8 – Medidas de los sensores en los tres ciclos de carga con el packer de Pajares .....	110
Figura 6.9 – Curva tensión deformación obtenida en la 2ª campaña experimental .....	111
Figura 6.10 – Comportamiento mecánico típico de elastómeros .....	111
Figura 6.11 – Ensayo con tensión normal y axial en la configuración horizontal .....	116
Figura 6.12 – Ensayo con tensión normal y axial en la configuración vertical .....	117
Figura 6.13 – a) Vista en alzado y b) vista en planta de la posición de los sensores de desplazamiento (●) .....	118
Figura 6.14 – Curva carga tangencial desplazamiento obtenida con presión vertical constante de 1,5 MPa para los packers a) el packer de la Línea 9 de Barcelona –Caucho, b) el packer del Túnel de Guadarrama y c) el packer del Túnel de Pajares .....	122
Figura 6.15 – Zonas de contacto efectivo en la interface superior para el packer de la Línea 9 de Barcelona – Caucho .....	123
Figura 6.16 – Zonas de contacto efectivo en la interface inferior para el packer de la Línea 9 de Barcelona – Caucho .....	123
Figura 6.17 – Vistas laterales de la rotura local del bloque de extremidad inferior .....	124
Figura 6.18 – Fisuras oblicuas en el bloque de extremidad superior .....	124
Figura 6.19 – a) Los bloques no se encuentran en contacto; b) situación de inestabilidad y c) reorganización del conjunto con consecuente cambio en la distribución de cargas .....	125
Figura 6.20 – a) Detalle del bloque de extremidad inferior con la nueva distribución de cargas y b) rotura en el recubrimiento .....	125
Figura 6.21 – Formación de fisuras por compresión no uniforme del bloque .....	126
Figura 6.22 – Conjunto C2 tras la vulcanización del packer ante la presión vertical .....	127
Figura 6.23 – Conjunto C3 tras el ensayo a 4,0MPa de presión vertical .....	127
Figura 6.24 – Marcas debido al contacto identificado en el packer del Túnel de Guadarrama(izquierda) y en el packer del Túnel de Pajares (derecha) .....	127
Figura 6.25 – Gráfico de tensión tangencial por desplazamiento para el packer de la Línea 9 de Barcelona – Caucho con tensión axial de: a) 1,5MPa; b) 8,0 MPa y c) 15,0 MPa .....	128
Figura 6.26 – Gráfico de tensión tangencial por desplazamiento para el packer del Túnel de Guadarrama con tensión axial de: a) 1,5MPa; b) 8,0 MPa y c) 15,0 MPa .....	129
Figura 6.27 – Gráfico de tensión tangencial por desplazamiento para el packer del Túnel de Pajares con tensión axial de: a) 1,5MPa; b) 8,0 MPa y c) 15,0 MPa .....	130
Figura 6.28 – Gráfico de tensión tangencial por desplazamiento para el packer de la Línea 9 de Barcelona - Bituminoso con tensión axial de: a) 1,5MPa; b) 8,0 MPa y c) 15,0 MPa .....	131
Figura 6.29 – Gráfico de tensión tangencial por desplazamiento en la situación sin packer (contacto directo) .....	132
Figura 6.30 - Distribución de cargas en el conjunto de bloques .....	133
Figura 6.31 –Tensión tangencial límite en función de la tensión normal aplicada a las distintas situaciones de contacto .....	133
Figura 6.32 - Engrenamiento de la interface packer-hormigón .....	134
Figura 6.33 - Tensión tangencial en la interface en función de la tensión axial .....	135
Figura 6.34 - Rotura por deformación plástica del packer .....	135

Figura 6.35 - Rotura por deslizamiento en la interface de contacto .....	136
Figura 6.36 - Surcos formados en la superficie del packer recién ensayado.....	136
Figura 7.1 – Clasificación de tolerancias .....	141
Figura 7.2 – Ejemplo ilustrativo.....	142
Figura 7.3 – Curvas de carga crítica y reducción de la capacidad resistente relativa.....	143
Figura 7.4 – Ejemplo de situación con deficiencia de contacto.....	144
Figura 7.5 – Simulación de deficiencias de contacto usando elementos de interface .....	145
Figura 7.6 – MEF con elementos de interface .....	147
Figura 7.7 – MEF con elementos de contacto.....	148
Figura 7.8 – Base del modelo analítico .....	148
Figura 7.9 – Curva tensión-deformación empleada .....	150
Figura 7.10 – Distribución de tensiones y de deformaciones.....	150
Figura 7.11 – Tensiones y deformaciones en la zona 2 .....	151
Figura 7.12 – Tensiones y deformaciones en la Zona 3.....	152
Figura 7.13 – Posición final del segmento.....	153
Figura 7.14 – Deflexión angular en una sección transversal .....	154
Figura 7.15 – Detalle del procedimiento iterativo de cálculo.....	155
Figura 7.16 – Desplazamiento normal para cada nodo de la junta .....	155
Figura 7.17 – Modelos con diferentes dimensiones de malla y coeficiente de confinamiento lateral igual a 102Nmm2: a) imperfección de contacto de 0,2° e b) imperfección de contacto de 0,4° .....	157
Figura 7.18 – Modelos con diferentes dimensiones de malla y coeficiente de confinamiento lateral igual a 107Nmm2: a) imperfección de contacto de 0,2° e b) imperfección de contacto de 0,4° .....	157
Figura 7.19 – Modelos con elementos de contacto (Cont) y con elementos de interface (Int) para coeficiente de confinamiento lateral igual a 102Nmm2: a) imperfección de contacto de 0,2° e b) imperfección de contacto de 0,4° .....	158
Figura 7.20 – Modelos con elementos de contacto (Cont) y con elementos de interface (Int) para coeficiente de confinamiento lateral igual a 107Nmm2: a) imperfección de contacto de 0,2° e b) imperfección de contacto de 0,4° .....	158
Figura 7.21 – Comparación entre longitud de contacto y fuerza total aplicada para modelo analítico (AA) y MEF con elementos de interface para coeficiente de confinamiento lateral de: a) 102Nmm2; b) 105Nmm2 .....	159
Figura 7.22 – Comparación entre longitud de contacto y fuerza total aplicada para modelo analítico (AA) y MEF con elementos de interface para coeficiente de confinamiento lateral de: a) 107Nmm2; b) 1010Nmm2 .....	159
Figura 8.1 – Definición del anillo universal .....	163
Figura 8.2 – Longitud variable a lo largo del perímetro .....	163
Figura 8.3 – Longitud variable a lo largo del espesor .....	163
Figura 8.4 – Uso del anillo universal para conformar tramos rectos y curvos .....	164
Figura 8.5 – Convención del sistema de coordenadas .....	164
Figura 8.6 – a) Vector angular y b). Determinación de $P_x$ y $P_y$ .....	165
Figura 8.7 – Distancia $L_{med}$ e inclinación $\theta$ .....	165
Figura 8.8 – Determinación de $P_z$ .....	166
Figura 8.9 – Extrapolación del vector auxiliar.....	167



Figura 8.10 – Paralelismo entre la longitud y el eje Z .....	167
Figura 8.11 – Longitud del anillo universal perfecto.....	168
Figura 8.12 – Dovela A1 de la Línea 9 del Metro de Barcelona.....	169
Figura 8.13 – Características de los puntos control.....	169
Figura 8.14 – Longitud del anillo perfecto y del anillo real.....	170
Figura 8.15 – Superposición de la superficie de contacto.....	171
Figura 8.16– Superposición tras el giro .....	171
Figura 8.17 – Posición inicial del sistema de coordenadas.....	173
Figura 8.18 – Desplazamiento de las superficies de contacto .....	173
Figura 8.19 – Giro alrededor del eje X.....	174
Figura 8.20 – Puntos en los borde opuestos y determinación de $\omega_1$ .....	175
Figura 8.21 – Variación de la posición tras el movimiento 2.....	175
Figura 8.22 – Eje de referencia y giro $\omega_2$ .....	176
Figura 8.23 – Componentes de $\omega_2$ en los ejes Y y Z.....	176
Figura 8.24 – Inclinação del borde de la dovela.....	176
Figura 8.25 – Variación de posición tras el movimiento 3.....	177
Figura 8.26 – Piezas con dos posibles situaciones de contacto .....	178
Figura 8.27 – Contacto entre dos dovelas A1.....	179
Figura 8.28 – Contacto entre dovela A1 y encuentro A1-A2.....	180
Figura 8.29 – Comparación de MT y DT: a) para contacto entre dos dovelas A1 y b) para contacto entre dovela A1 con encuentro formado por dovelas A1-A2.....	180
Figura 8.30 – Comparación de MT y FEM para contacto entre dos dovelas A1 .....	181
Figura 8.31 – División del anillo en dovelas para la Línea 9 de Barcelona.....	182
Figura 8.32 – Variación del ángulo central de la dovela llave .....	183
Figura 8.33 – Variación del ángulo central de la dovela llave: a) diferencias máximas y b) diferencias promedias .....	183
Figura 8.34 – Variación la posición de la llave .....	184
Figura 8.35 – Variación la posición de la llave: a) diferencias máximas y b) diferencias promedias .....	185
Figura 8.36 – Variación del radio del anillo: a) diferencias máximas y b) diferencias promedias.....	186
Figura 8.37 – Variación del radio de curvatura: a) diferencias máximas y b) diferencias promedias .....	186
Figura 8.38 – Diferencia entre longitud del anillo perfecto y real para la Línea 9 .....	188
Figura 8.39 – Distancia formada entre superficies: a) contacto de la dovela A5 con el encuentro de las dovelas A3-A2 y b) contacto de la dovela C con el encuentro de las dovelas K-B.....	189
Figura 8.40 – Distancia formada entre superficies: a) contacto de la dovela C con la dovela B y b) contacto de la dovela A1 con el encuentro de las dovelas A2-A1 .....	189
Figura 9.1 – Momento más común para la aparición de los daños estructurales.....	193
Figura 9.2 – Definición de las deficiencias de contacto en las juntas longitudinales .....	195
Figura 9.3 – Modelo propuesto para el análisis de las imperfecciones de contacto en juntas longitudinales .....	196
Figura 9.4 – Principales características geométricas definidas para el modelo .....	197
Figura 9.5 – Distribución y detalle de la armadura.....	197

Figura 9.6 – Curva tensión deformación usada para modelar el comportamiento del hormigón .....	198
Figura 9.7 – Modelo constitutivo de Von Mises .....	199
Figura 9.8 – Efecto de la variabilidad de los materiales sobre la aparición de las fisuras .....	200
Figura 9.9 – Restricción de deformación y rotación del segmento .....	201
Figura 9.10 – Carga necesaria para producir daño crítico en función de la posición del punto de contacto inicial .....	202
Figura 9.11 – Diferentes combinaciones de los puntos de contacto inicial posibles .....	203
Figura 9.12 – Capacidad resistente relativa en función de la imperfección en las juntas longitudinales de segmentos con espesor igual a: a) 350 mm y b) 400 mm .....	205
Figura 9.13 – Capacidad resistente relativa en función de la imperfección en las juntas longitudinales de segmentos con espesor igual a: a) 450 mm y b) 500 mm .....	205
Figura 9.14 – Resalto causando deficiencias de contacto en la junta radial .....	206
Figura 9.15 – Modelo para el análisis de las imperfecciones de contacto en las juntas radiales .....	207
Figura 9.16 – Diferentes clases de elementos de interface usados .....	208
Figura 9.17 – Curva tensión-desplazamiento para simular las imperfecciones de contacto en las juntas radiales .....	210
Figura 9.18 – Capacidad resistente relativa en función de la imperfección en juntas radiales para segmentos con espesor igual a: a) 350 mm y b) 400 mm .....	212
Figura 9.19 – Capacidad resistente relativa en función de la imperfección en juntas radiales para segmentos con espesor igual a: a) 450 mm y b) 500 mm .....	212
Figura 9.20 – Diferencias en las pendientes de las bielas y tirantes encontrados en función de la anchura de las dovelas .....	213
Figura 9.21 – Capacidad resistente relativa en función de las imperfecciones en las juntas radiales para packers con módulo de elasticidad igual a: a) 1500, b) 1750 y c) 2000 mm. ....	214
Figura 10.1 – Mecanismo de acumulación de tolerancias e imperfecciones .....	219
Figura 10.2 – Distribución normal paramétrica .....	220
Figura 10.3 – Secuencia de montaje: a) dovela normal y b) dovela llave .....	222
Figura 10.4 – Relación entre máxima tolerancia de colocación e imperfecciones de contacto en juntas longitudinales .....	224
Figura 10.5 – Combinación desfavorable de dovelas .....	225
Figura 10.6 – Distribución normal discreta usada en la solución numérica .....	226
Figura 10.7 – Probabilidad de encontrar resalto mayor que: a) $0,5 \cdot T$ y b) $1,0 \cdot T$ .....	227
Figura 10.8 – Probabilidad de encontrar resalto mayor que: a) $1,5 \cdot T$ y b) $2,0 \cdot T$ .....	227
Figura 10.9 – Curva de la probabilidad de exceder un resalto de referencia igual a $n$ veces la tolerancia del anillo aislado .....	228
Figura 10.10 – Probabilidad de exceder una cierto resalto en función del número de dovelas de cada anillo para coeficientes característicos $k$ igual a: a) 1,5 y b) 4,0 .....	230
Figura 10.11 – Coeficiente de propagación $\gamma$ as en función del coeficiente característico $k$ .....	231
Figura 10.12 – Comparación entre curvas de probabilidad medidas y estimada .....	233
Figura 10.13 – Probabilidad de tener un cierto resalto para un anillo con packer de caucho, de contrachapado de madera y sin packer .....	235
Figura 11.1 – Método general de diseño .....	239

## SÍMBOLOS

$\alpha$	Desviación angular en junta longitudinal
$\alpha'$	Deficiencia de contacto en junta longitudinal
$\alpha'_{max}$	Deficiencia de contacto máxima en junta longitudinal
$\beta$	Inclinación del plano de corte del anillo universal
$\gamma$	Coefficiente de propagación de imperfecciones
$\delta$	Desplazamiento lateral de la dovela
$\varepsilon$	Deformación
$\varepsilon_c$	Deformación plástica característica del hormigón
$\varepsilon_{cu}$	Deformación última del hormigón
$\theta$	Ángulo entre el punto P y la vertical en el plano perpendicular al eje del túnel
$\mu$	Coefficiente de rozamiento; Viscosidad
$\rho$	Densidad
$\sigma$	Tensión normal; Desviación estándar
$\tau$	Tensión de rozamiento resistida en la interface
$\tau_{lim}$	Valor límite de la tensión transversal de rozamiento resistida en la interface
$\tau_0$	Tensión umbral de cizallamiento
$\varphi$	Coefficiente que tiene en cuenta distribución de confinamiento alrededor de la dovela
$\omega$	Giro de la dovela
$\emptyset$	Probabilidad de encontrar una situación de contacto crítica; Deflexión angular
$\emptyset S_a$	Probabilidad de tener un resalto mayor que $s_{max}$
$\Delta E$	Pérdida de energía en un tramo del sistema de bombeo
$\Delta e_{h,n}$	Deformación del hormigón medida por el sensor $n$ en el momento $t$
$\Delta e_{p,n}$	Deformación del packer medida por el sensor $n$ en el momento $t$
$\Delta e_{tot,n}$	Deformación total medida por el sensor $n$ en el momento $t$
$\Delta S$	Distancia entre dovelas
$e$	Espesor
$f$	Pérdida de energía por unidad de longitud
$f_c$	Resistencia a compresión del hormigón
$f_{ck}$	Resistencia característica a compresión del hormigón

---

$g$	Constante gravitacional
$f_t$	Resistencia a tracción del hormigón
$k$	Coeficiente característico de la distribución normal
$k_l$	Coeficiente de confinamiento lateral
$n$	Coeficiente que describe comportamiento del packer frente sollicitación normal
$n_i$	Porosidad inicial del mortero
$n_e$	Porosidad del mortero ya consolidado
$o$	Origen del sistema de coordenadas
$q$	Velocidad de pérdida de agua de la mezcla
$v_t$	Velocidad de avance de la tuneladora
$A$	Coeficiente que describe comportamiento del packer frente sollicitación normal
$B$	Anchura de la dovela
$C$	Longitud de contacto
$D$	Dimensión de la dovela
$E$	Energía en un cierto punto del sistema de bombeo; Módulo de elasticidad
$E_{eq}$	Módulo de elasticidad equivalente
$F$	Fuerza resultante aplicada a la dovela
$G$	Conjunto de las características geométricas de la dovela
$G_f$	Energía de fractura del hormigón
$H$	Cota de un cierto punto
$L$	Longitud real de un tramo del sistema de bombeo; Longitud de la dovela
$L'$	Longitud equivalente de la dovela
$L_{eq}$	Longitud equivalente de un tramo del sistema de bombeo
$L_{med}$	Longitud media del anillo universal
$M$	Conjunto de las propiedades mecánicas de la dovela; Diagrama de momento
$M_0$	Momento en la junta
$P$	Presión en un cierto punto; Probabilidad de transmisión de imperfecciones
$P_n$	Punto de la superficie de la dovela donde ocurre el contacto inicial
$P_y$	Posición de la dovela en el eje $y$
$Q$	Caudal bombeado; Carga aplicada a la dovela

---

$Q_{ref}$	Carga de referencia aplicada a la dovela
$R$	Radio de un tubo; Radio del túnel
$R_c$	Capacidad resistente relativa de la dovela
$R_{c_{min}}$	Radio de curvatura mínimo
$S$	Conjunto de los puntos de la superficie de la dovela; Conjunto de puntos en junta radial
$S_a$	Resalto entre dovelas
$S_{eq}$	Rigidez media equivalente del elemento de interface
$T$	Tolerancia
$T_{ref}$	Tolerancia de referencia
$W$	Potencia consumida
$V$	Velocidad de un fluido en movimiento

## DEFINICIÓN DE NOMENCLATURA

La nomenclatura adoptada en el presente estudio se encuentra representada en la figura 1 que muestra un conjunto de cinco anillos, cada cual compuesto por seis dovelas más la llave. Las juntas formadas por el contacto entre las dovelas del mismo anillo se llaman juntas longitudinales mientras que aquellas formadas entre dovelas de anillos adyacentes reciben la denominación de juntas radiales. En la misma figura también están identificados la anchura, el espesor y la longitud circunferencial de las dovelas además del packer, del gasket y del agujero para el tornillo.

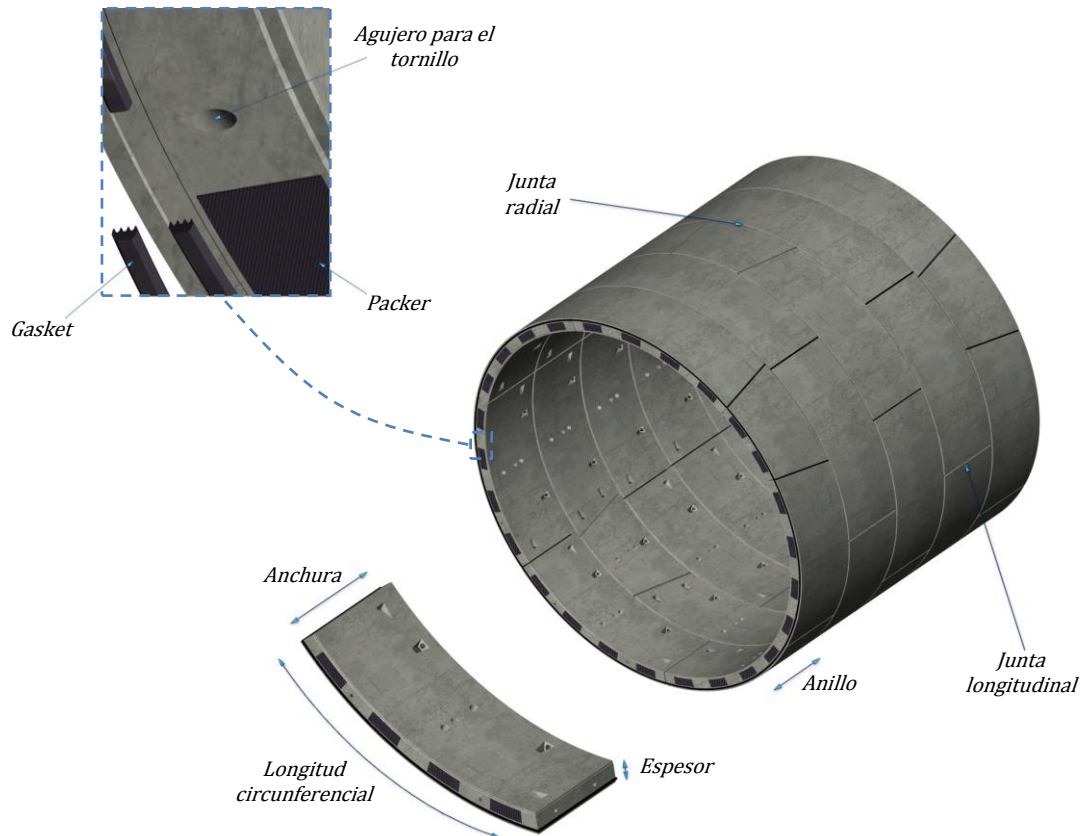


Figura 1 – Definición de la nomenclatura

Cabe matizar que el término “segmento” se usa como sinónimo de “dovela”. También se consideran equivalentes los términos “deficiencias de contacto” e “imperfecciones de contacto”. Cuando en una figura se dispone más de un gráfico o dibujo, el título de cada elemento se indica por letras minúscula “a)”, “b)” o “c)”, en este mismo orden. Primeramente se indican los títulos de los elementos ubicadas más arriba o a la izquierda y luego el de los elementos ubicadas a la derecha.



# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Prólogo

Es difícil estimar en qué momento de la historia de la humanidad se realizó la construcción del primer túnel. Probablemente esto ocurrió en la prehistoria por la acción de grupos de individuos que buscaban aumentar el espacio interior de sus cavernas. Desde entonces, los túneles han estado presentes en prácticamente todas las grandes civilizaciones. De los ejemplos más antiguos y conocidos, se destaca el caso del túnel con 900 m de longitud construido por debajo del Río Éufrates entre los años 2180 y 2160 a. C. en la Babilonia, el cual conectaba el palacio real al templo. Así también se pueden encontrar túneles impresionantes en las civilizaciones egipcia, griega, romana y en varios pueblos medievales <sup>(1)</sup>.

El rápido desarrollo del sistema viario y de abastecimiento en el último siglo llevó a un aumento en el número de túneles construidos, lo que se ha observado de manera clara en el contexto español. Aunque no existen estadísticas fiables en el tema<sup>(2)</sup>, pueden tomarse como referencia los datos mostrados en la figura 1.1.a, la cual recoge la longitud total de túneles de carretera mayores que 1000 m construido en España en diferentes décadas hasta el año 2007<sup>(3)</sup>. Ella pone en evidencia que la década de 90 marcó un cambio en el ritmo de las construcciones subterráneas realizadas en el país. La tendencia creciente se mantuvo en el período 2000-2007 el cual ya supera el decenio anterior con gran ventaja.

Este aumento - motivado básicamente por la ampliación de las inversiones en infraestructura - solo fue posible debido a la aplicación de técnicas más modernas de construcción, en especial, el uso cada vez más frecuente de las tuneladoras. Los avances tecnológicos en estas máquinas han permitido la excavación y el montaje del túnel con elevada productividad, atendiendo a los estándares de seguridad incluso bajo las condiciones de trabajo más desfavorables y a elevada profundidad. A manera de ejemplo, la figura 1.1.b muestra la longitud total construida con tuneladora tipo EPB en el Metro de Madrid que, en el período entre 1995 y 2007, presentó un aumento de más de 100%. Este resultado es fruto en gran medida del



incremento en la eficiencia de las tuneladoras ya que, en el período en cuestión, el número de máquinas EPB en actividad en el Metro de Madrid creció tan solo un 25% <sup>(4)</sup>.

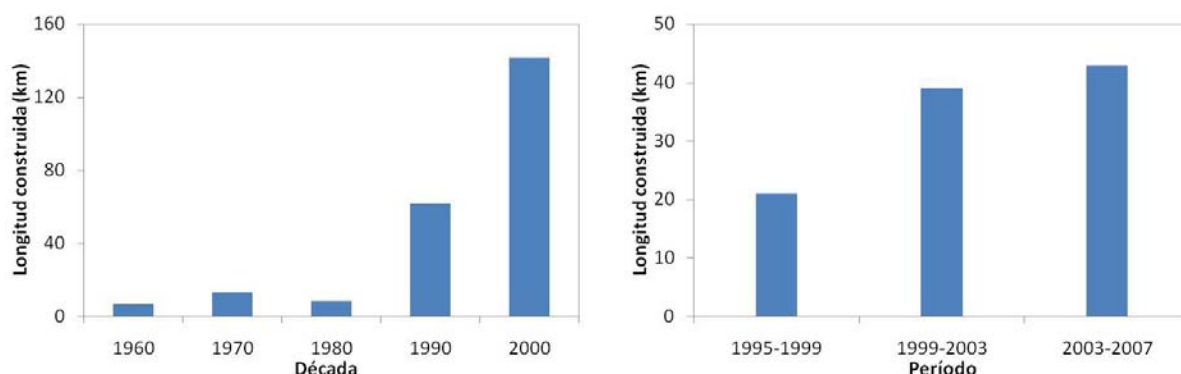


Figura 1.1 – a) Longitud total de túneles de carretera mayores que 1000 m construidos en España <sup>(3)</sup> y b) longitud total de túneles construidos con tuneladora tipo EPB en el Metro de Madrid <sup>(4)</sup>

A pesar del escenario aparentemente positivo, la rápida incorporación de los avances tecnológicos a la práctica también tiene su precio, especialmente cuando la base teórico-científica que describe el proceso constructivo no se desarrolla con la misma velocidad. Frente a la falta de conceptos suficientemente sólidos, las empresas encargadas de la construcción fundamentan buena parte de sus decisiones en los resultados de experiencias previas. Sin embargo, como las condiciones de contorno varían de una obra a otra, es difícil prever con antelación los tipos y la intensidad de los problemas que serán encontrados en el transcurso de la misma. En definitiva, ello lleva a la reducción de la velocidad de avance de la tuneladora y al aumento de los tiempos de parada de modo que se compromete la eficiencia del proceso constructivo.

A esto hay que añadir la presión por diseñar túneles con paredes cada vez más delgadas y con mayor diámetro, lo que produce un aumento de las tensiones internas a la estructura a niveles no encontrados hasta entonces. La combinación de estos factores es una de las posibles razones para la mayor incidencia de problemas apreciados en el revestimiento principalmente durante la fase de construcción. Si bien no suelen afectar la estabilidad del túnel, dichos problemas comprometen aspectos estéticos, de servicio y de durabilidad. Consecuentemente, muchas veces es necesario llevar a cabo una etapa de reparación posterior al montaje del anillo, lo que se traduce en mayores costes y tiempo. Por otro lado, se generan roces entre la administración pública y las empresas encargadas de la obra con respecto a la calidad, el presupuesto y la fecha de finalización de la misma, lo que puede repercutir en el resultado final de la obra.

Esta situación ha impulsado varias empresas del sector a buscar formas de resolver o disminuir los problemas descritos con anterioridad. Para ello, se han creado proyectos de investigación que contemplan muchos de los temas en los que todavía cabe ahondar. Aunque se trata de una lista extensa, algunos de los principales temas son mostrados en la figura 1.2. En ella puede apreciarse que la fase de construcción concentra la mayor parte de los estudios, lo que es natural una vez que esta etapa suele ser la crítica desde el punto de vista de las solicitudes aplicadas al anillo además de ser la más influenciada por los avances tecnológicos en la tuneladora <sup>(5)</sup>.

El elevado interés por parte de los técnicos ha planteado la posibilidad de realizar experimentos in situ o bien con testigos y materiales extraídos de obras reales. Teniendo en cuenta que estas oportunidades de caracterización son una valiosa fuente de información que no debe ser desaprovechada, se propone una tesis doctoral más bien generalista que abarca una serie de temas dentro del ámbito de la construcción de túneles con dovelas prefabricadas de hormigón. Estos temas, identificados en azul en la figura 1.2, se han definido dentro del marco del proyecto HATCONS firmado entre la Universidad Politécnica de Cataluña y la empresa FCC.

En diversas reuniones con los representantes de la citada empresa se identificó una gran preocupación con respecto a las fisuras observados durante la fase de construcción. De acuerdo con auscultaciones realizadas en varios túneles, las fisuras más frecuentes se producen en las esquinas de las dovelas o bien

paralelamente al eje del túnel <sup>(6)</sup>. Hay estudios que muestran que ambas suelen ser fruto de deficiencias o imperfecciones de contacto que generan una condición de apoyo parcial desfavorable entre dovelas <sup>(7)</sup>. Por otra parte, es sabido que estas deficiencias de contacto están relacionadas con las tolerancias en la forma de las dovelas y aquellas derivadas del proceso constructivo <sup>(5)</sup>. Ello pone de manifiesto dos grandes cuestiones: ¿cómo las tolerancias dan lugar a las deficiencias de contacto? y, luego, ¿cómo estas últimas generan los daños estructurales observados durante la fase de construcción?

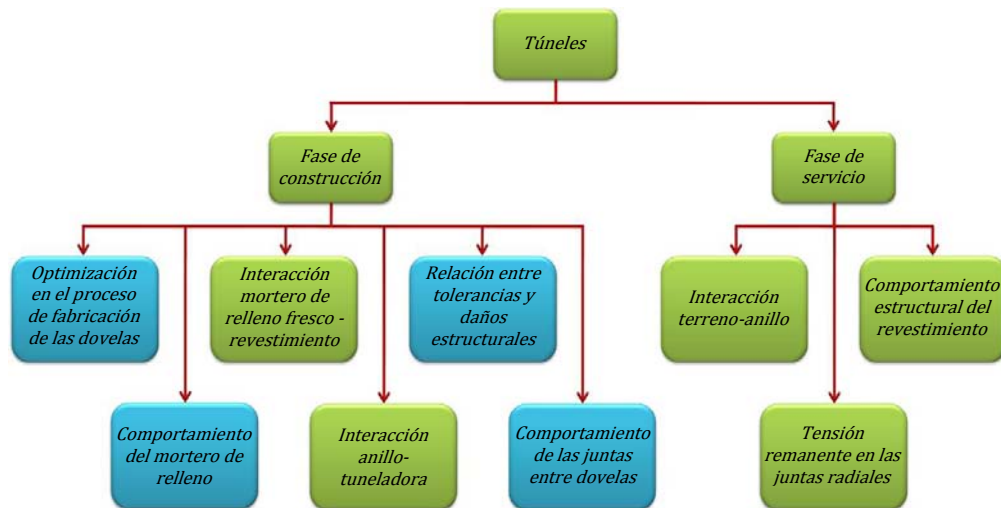


Figura 1.2 – Temas en los que se debe ahondar

Dado que no se conocen las respuestas, para estar a favor de la seguridad, las dovelas se diseñan según tolerancias estrictas, lo que eleva el coste asociado a su fabricación <sup>(6)</sup>. Las pocas recomendaciones existentes son fruto de experiencias anteriores o de meras extrapolaciones de las tolerancias prescritas a otros tipos de estructuras con características y cargas diferentes a las encontradas en los túneles. Así, es normal encontrar una gran dispersión entre las diferentes recomendaciones, las cuales obviamente no llevan a la misma incidencia de fisuras y requieren diferentes niveles de inversión en los moldes.

Este panorama refleja la falta de reglamentos o métodos de diseño para determinar las máximas tolerancias de fabricación de las dovelas. Por lo tanto, es necesario desarrollar un método con base científica clara que permita la estimación de estas tolerancias teniendo en cuenta los requerimientos específicos de la construcción de túneles. Con ello, es factible reducir los costes globales con moldes y con la posterior reparación de los daños estructurales. Asimismo, ello representa un aporte en cuanto al conocimiento sobre el proceso constructivo y sobre el comportamiento estructural del propio túnel.

En este contexto, es importante considerar la influencia de las tolerancias de montaje y construcción del anillo. Pese la inexistencia de muchos estudios o auscultaciones de las mismas en una situación real, algunos autores estiman que éstas pueden alcanzar 1 mm, 2 mm o hasta los 3 mm <sup>(8; 9; 10; 11)</sup>. Sin embargo, hay que tener en cuenta que los espacios entre dovelas generalmente llamados de tolerancia de montaje son, en realidad, fruto de la actuación conjunta y acumulada de varios tipos de tolerancias generadas a lo largo del proceso constructivo. Las cuestiones a responder en este caso son: cómo una tolerancia puede afectar otra y cómo ocurre este fenómeno de acumulación de imperfecciones.

Por otra parte, para estudiar las posibles situaciones de contacto hace falta conocer mejor el comportamiento de las juntas y la transmisión de cargas entre dovelas. En especial, cabe ahondar en los estudios sobre el comportamiento de los packers, empleados como elemento de contacto en prácticamente la totalidad de los túneles construidos con tuneladora. Su uso suele estar asociado a los pernos, los bulones y las conexiones macho-hembra <sup>(12)</sup>, sin embargo, estos últimos presentan cierta holgura para facilitar el montaje del anillo y sólo empiezan a trabajar estructuralmente a partir de un cierto desplazamiento entre dovelas. Así, se concluye que el desempeño estructural de las juntas y los espacios entre dovelas antes del desplazamiento relativo dependen esencialmente del packer.

Aunque dicho material se considera en muchas simulaciones estructurales <sup>(5; 9; 13; 14)</sup>, se asume una serie de simplificaciones en la definición de sus propiedades mecánicas y su ecuación constitutiva. En parte, ello es reflejo del reducido número de campañas experimentales existentes en la literatura que respondan efectivamente a cuestiones tales como: ¿cuál es el comportamiento mecánico de los packers frente a las sollicitaciones encontradas en la práctica?; ¿cómo describirlo matemáticamente de manera precisa? y ¿qué diferencia hay entre los tipos de packers empleadas en obras distintas?

Una situación similar se verifica con respecto a los morteros de relleno inyectados bajo presión en el hueco anular entre anillo y terreno. En este sentido, hay algunos modelos matemáticos para describir su comportamiento tanto del punto de vista estructural <sup>(6; 15; 16)</sup> como del punto de vista hidráulico frente al proceso de bombeo e inyección. En ambos casos, las ecuaciones desarrolladas suelen basarse en las propiedades reológicas del material.

En vista de la influencia de estas propiedades sobre el desempeño observado en la práctica, algunos autores proponen ensayos que permiten la estimación indirecta de las mismas <sup>(17; 18; 19)</sup>. Aunque los resultados obtenidos en estos ensayos tienen gran relevancia, se debe buscar una caracterización más intrínseca del material empleando equipos capaces de medir de manera más directa los parámetros físicos que gobiernan su reología, es decir, la viscosidad y la tensión umbral. Estos parámetros sirven de base para cuantificar la bombeabilidad, para diseñar nuevos morteros y para responder muchas de las cuestiones listadas en la tabla 1.1.

*Tabla 1.1 – Cuestiones a responder en los diferentes temas estudiados*

Temas	Cuestiones a responder
Optimización en el proceso de fabricación de las dovelas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ¿es posible emplear HAC en la fabricación de las dovelas?</li> <li>• ¿qué modificaciones hay que realizar en el proceso productivo?</li> <li>• ¿es factible realizar el hormigonado con HAC con el molde en posición horizontal?</li> <li>• ¿qué beneficios o problemas son obtenidos en dicha aplicación?</li> </ul>
Comportamiento del mortero de relleno	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ¿qué propiedades determinan el comportamiento de los morteros?</li> <li>• ¿cómo cuantificar su bombeabilidad?</li> <li>• ¿cómo diseñar las dosificaciones empleadas?</li> <li>• ¿qué cargas son transmitidas al anillo tras la inyección?</li> <li>• ¿el gradiente de presión transmitido queda entre el gradiente del agua y del mortero?</li> </ul>
Comportamiento de las juntas entre dovelas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ¿cuál es el comportamiento mecánico de los packers frente a las sollicitaciones encontradas en la práctica?</li> <li>• ¿cómo describirlo matemáticamente de manera precisa?</li> <li>• ¿cuál la diferencia entre los tipos de packers empleadas?</li> <li>• ¿qué ensayos emplear para caracterizar los packers?</li> </ul>
Relación entre tolerancias y daños estructurales durante la fase de construcción	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ¿qué método se debe usar para dimensionar las tolerancias?</li> <li>• ¿cuáles son las tolerancias recomendadas?</li> <li>• ¿cómo las tolerancias dan lugar a las deficiencias de contacto?</li> <li>• ¿cómo estas últimas generan los daños estructurales observados durante la fase de construcción?</li> <li>• ¿cómo una tolerancia puede afectar a otra?</li> <li>• ¿cómo ocurre este fenómeno de acumulación?</li> </ul>

Por lo general, la definición de la dosificación usada se base en las experiencias obtenidas en obras anteriores dado que las directrices de diseño no están suficientemente definidas en la literatura. Las eventuales adaptaciones necesarias son realizadas a través del método de prueba y error durante la ejecución del túnel. Este proceso de adaptación puede ser bastante lento y aleatorio, llevando a alteraciones en la dosificación sin los resultados esperados o incluso comprometiendo la calidad del

relleno de largos tramos. La cuestión a responder en este caso es cómo diseñar las dosificaciones empleadas en base a los requerimientos de cada obra.

Por otro lado, la interacción entre el mortero y el anillo es muy importante para el desempeño estructural del túnel a tempranas edades. Las solicitaciones críticas aplicadas a la estructura suelen ocurrir durante la fase de construcción, generalmente cuando el anillo sale de la tuneladora y entra en contacto con el material inyectado bajo presión. En esta fase, dicho material hace de puente entre túnel y terreno siendo el responsable de transmitir y distribuir las cargas alrededor del anillo. Teniendo esto en cuenta, existen algunas pruebas realizadas in situ para evaluar las cargas aplicadas por el mortero al anillo <sup>(20; 21)</sup>. Los resultados obtenidos muestran que, una vez alcanzada la estabilidad, la variación de presión alrededor del túnel se sitúa entre el gradiente hidráulico del agua y del mortero. Esta conclusión aparentemente lógica se basa en un número bastante limitado de pruebas en túneles construidas en suelos blandos. Por lo tanto, la confirmación o el rechazo de estos resultados queda pendiente de la ampliación de la campaña experimental para un mayor número de anillos en condiciones geológicas distintas.

Como se ha podido observar, el campo de la construcción subterránea es bastante amplio y abarca una serie de temas relacionados entre sí pasando desde la presión aplicada por el mortero hasta la definición de la tolerancia de los moldes usados en la fabricación de las dovelas. En este último tema, el gran número de dovelas fabricadas y la repetición sistemática de sus dimensiones comúnmente viabiliza un sistema de producción en serie en una industria de prefabricados.

Generalmente, se emplea un hormigón con una consistencia más bien seca para asegurar un rápido desarrollo de la resistencia y el consecuente desmolde temprano de las piezas. Sin embargo, el relleno satisfactorio de los moldes con un hormigón de baja consistencia dificulta la producción de dovelas con un buen acabado superficial. Para ello, es necesario realizar una intensa fase de vibrado que representa una desventaja con respecto a los costes de producción y a la contaminación acústica del ambiente de trabajo y del entorno.

Una alternativa para reducir o incluso eliminar los inconvenientes de la fase de vibrado es sustituir el hormigón convencional por otro con propiedades autocompactantes. Además de atender a los mismos requerimientos en cuanto al desarrollo de la resistencia, este último puede llevar a una mejora del acabado superficial y de la calidad final de las piezas. En este ámbito, se deben realizar más estudios prácticos para evaluar la posible introducción de los hormigones autocompactantes (HAC) en el proceso de fabricación de las dovelas de modo a dar respuesta a las cuestiones mostradas en la tabla 1.1.

## 1.2. Razón de ser

Cada vez con más frecuencia se observa que la fase de construcción es la determinante del desempeño final del anillo siendo una clara limitación a los proyectos de revestimientos con mayor diámetro y reducido espesor. En este contexto, el comportamiento observado en la práctica y la aparición de fisuras son temas de gran importancia, si bien se tratan solamente de un reflejo de la acción conjunta de las deficiencias de contacto, del comportamiento de los morteros de relleno y del material usado en las juntas entre dovelas.

Una mejor comprensión conjunta de estos temas puede conducir a una simulación más precisa de la estructura, a la disminución de las anomalías constructivas observadas y a la proposición de optimizaciones en la fase de proyecto y de construcción del túnel. Con esto, se podría reducir el impacto que el proceso constructivo tiene sobre el revestimiento lo que contribuye para una ejecución más eficiente y de más calidad, permitiendo la construcción de túneles de mayor diámetro y menor espesor.

Asimismo se podría llevar a cabo una reducción de la armadura de las dovelas, potenciando el uso de revestimientos no tan convencionales compuestos, por ejemplo, de piezas de hormigón sólo con fibras y prácticamente sin armadura. Por otra parte, el estudio sobre el uso de HAC en dovelas puede representar una aportación en cuanto a la calidad del proceso de fabricación y del producto final. Con ello, se puede eliminar la etapa de vibrado y, al mismo tiempo, conseguir una mejora considerable en el acabado superficial de las dovelas.

### 1.3. Objetivos generales

En base a lo expuesto, se definen 4 objetivos generales que corresponden a cada uno de los grandes temas tratados en la presente tesis doctoral. Estos objetivos son: evaluar el uso del HAC en la fabricación de las dovelas; estudiar el comportamiento de los morteros antes y después del proceso de inyección; evaluar el comportamiento estructural de los packers frente a las solicitaciones encontradas en la práctica y estudiar la relación entre los diferentes tipos de tolerancia, las deficiencias de contacto y los daños estructurales apreciados durante la fase de construcción.

### 1.4. Objetivos específicos

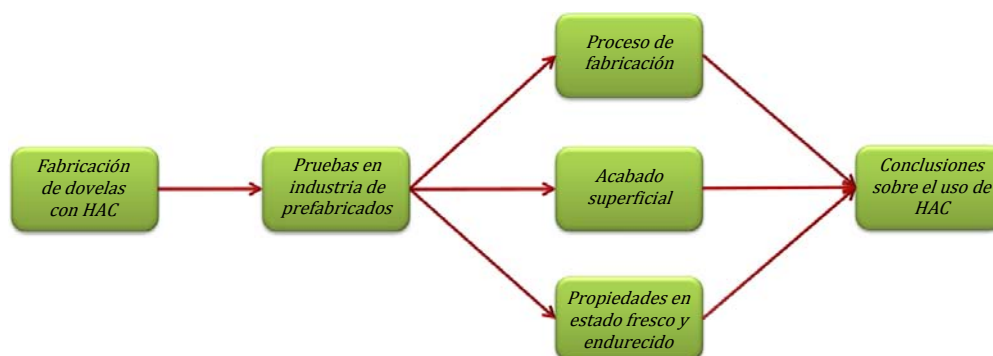
En respuesta a las diferentes cuestiones señaladas anteriormente, se proponen varios objetivos específicos presentados al principio de los diferentes capítulos que componen este trabajo. En la tabla 1.2 pueden apreciarse los principales de ellos.

*Tabla 1.2 – Objetivos específicos*

Temas	Objetivos específicos
Optimización en el proceso de fabricación de las dovelas empleado HAC	<ul style="list-style-type: none"> <li>• evaluar la compatibilidad entre el proceso productivo actual y diferentes dosificaciones de HAC con y sin fibra;</li> <li>• verificar la viabilidad del hormigonado de la dovela con el molde en posición horizontal;</li> <li>• estudiar el efecto del HAC sobre el acabado superficial de la dovela;</li> <li>• proponer modificaciones en el proceso de producción cara a optimizar el uso de HAC con y sin fibras y</li> <li>• evaluar las ventajas del uso de HAC con y sin fibras en la producción de dovelas.</li> </ul>
Comportamiento del mortero de relleno	<ul style="list-style-type: none"> <li>• establecer las propiedades que definen el comportamiento de los morteros,</li> <li>• proponer una guía de diseño;</li> <li>• caracterizar diversos morteros de relleno, correlacionando las propiedades medidas con el comportamiento esperado en la práctica;</li> <li>• buscar métodos simplificados para estimar de manera indirecta las propiedades reológicas y para evaluar la bombeabilidad;</li> <li>• evaluar la presión aplicada por el mortero al trasdós del anillo y</li> <li>• comparar los gradientes de presión con los medidos en ensayos previos.</li> </ul>
Comportamiento de las juntas entre dovelas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• evaluar los modelos existentes para la consideración estructural de los packers y las campañas experimentales externas realizadas;</li> <li>• determinar las propiedades que definen el desempeño de los packers en la junta y proponer ensayos para caracterizar las mismas;</li> <li>• desarrollar un ensayo capaz de caracterizar el desempeño de diferentes tipos de packers;</li> <li>• caracterizar diferentes packers empleados en obras reales y</li> <li>• proponer un modelo para describir matemáticamente su comportamiento estructural.</li> </ul>
Relación entre tolerancias y daños estructurales	<ul style="list-style-type: none"> <li>• delinear la filosofía para evaluar la relación entre las tolerancias, las deficiencias de contacto y los daños estructurales;</li> <li>• establecer un modelo matemático para determinar la situación de contacto;</li> <li>• evaluar algunas situaciones del proceso ejecutivo que pueden dar lugar a estados críticos de tensión en las dovelas de hormigón;</li> <li>• estimar los máximos valores de imperfección que no comprometen significativamente la capacidad resistente relativa de las dovelas;</li> <li>• proponer un método para calcular la imperfección resultante de la suma y la interacción de distintas tolerancias y imperfecciones de contacto;</li> <li>• proponer un método para la estimación de la máxima tolerancia de los moldes usados en la fabricación y</li> <li>• indicar valores generales de referencias para las tolerancias de fabricación.</li> </ul>

## 1.5. Método

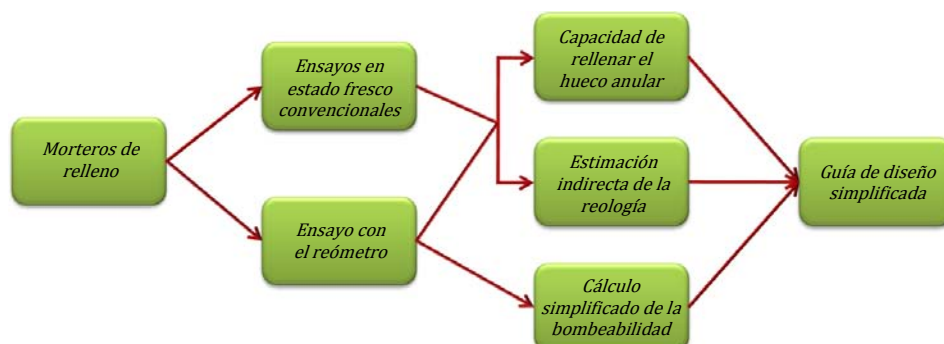
El estudio inicia en el Capítulo 2 con un breve estado del conocimiento que sirvió de base para los trabajos realizados. El primer tema estudiado (que corresponde al Capítulo 3) enfoca la sustitución del hormigón convencional aplicado a la fabricación de dovelas por un HAC con y sin fibra. Como muestra la figura 1.3, esta aplicación se evalúa a través de pruebas en una industria de prefabricados donde se producen dovelas con HAC de acuerdo con la misma secuencia de fabricación usada para un hormigón convencional. Las observaciones realizadas durante las pruebas permiten valorar los principales beneficios y la compatibilidad entre los HAC dosificados, los equipos y los procedimientos empleados. Finalmente se presentan las conclusiones sobre el uso de dichos hormigones para la fabricación de dovelas y se proponen pequeñas alteraciones al proceso productivo para potenciar su uso.



*Figura 1.3 –Fabricación de dovelas con HAC*

En el segundo tema se propone una guía de diseño y algunas recomendaciones para la dosificación de los morteros de relleno, tal como muestra la figura 1.4. Estas recomendaciones, descritas en el Capítulo 4, se han elaborado a partir de la caracterización de algunas dosificaciones de morteros de rellenos. A fin de mantener la representatividad de los resultados, se emplean los materiales constituyentes obtenidos en diferentes túneles (Línea 9 de Barcelona, Línea 3 de Madrid, Túnel de Pajares, M30) teniendo en cuenta un procedimiento de amasado uniforme en todos los casos. Dado que el presente estudio enfoca principalmente el comportamiento a tempranas edades, se realizan algunos ensayos convencionales en estado fresco además del ensayo con el reómetro. Este último permite medir las propiedades reológicas, con lo que se evalúan de manera simplificada la bombeabilidad y la capacidad de rellenar el hueco anular. Asimismo se estudian algunas relaciones sencillas para estimar indirectamente la reología del mortero.

Por otra parte, en el Capítulo 5 se evalúa de manera experimental la carga aplicada al anillo por el mortero de relleno tras la inyección. Durante largos intervalos de tiempo, estas cargas son medidas por captadores de presión instalados en el trasdós de algunos anillos de dos túneles construidos en suelos blandos y suelos duros. Los resultados obtenidos en estas pruebas in situ dan una idea clara sobre la evolución de las presiones alrededor del anillo a lo largo de la excavación. Aparte, se evalúa el gradiente de presiones, el cual se contrasta con los valores existentes en la literatura.



*Figura 1.4 – Comportamiento de los morteros de relleno*

El tercer tema, detallado en el Capítulo 6, se centra básicamente en el estudio sobre el comportamiento de los packers, tal y como puede apreciarse en la figura 1.5. En base al estado de conocimiento, se proponen dos nuevos ensayos para la caracterización de este material frente a las solicitaciones encontradas en la práctica: normal y compuesta (con una componente normal y otra tangencial). Ambos ensayos son empleados en campañas experimentales con packers usados en obras reales (Línea 9 de Barcelona, Línea 3 de Madrid, Túnel de Pajares, Túnel de Guadarrama, Túnel de la Cella, M30). Los resultados obtenidos permiten, por un lado, comparar el desempeño de los diferentes tipos de packers y, por otro lado, sirven de partida para el desarrollo de modelos teóricos que explican su comportamiento en la junta

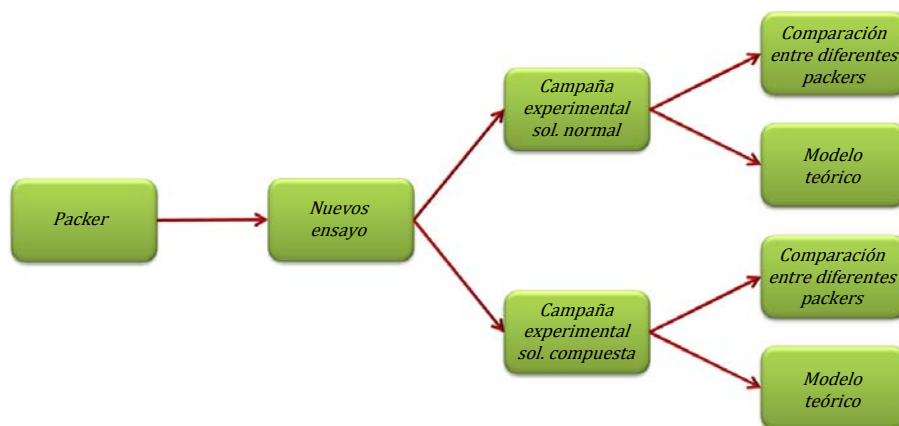


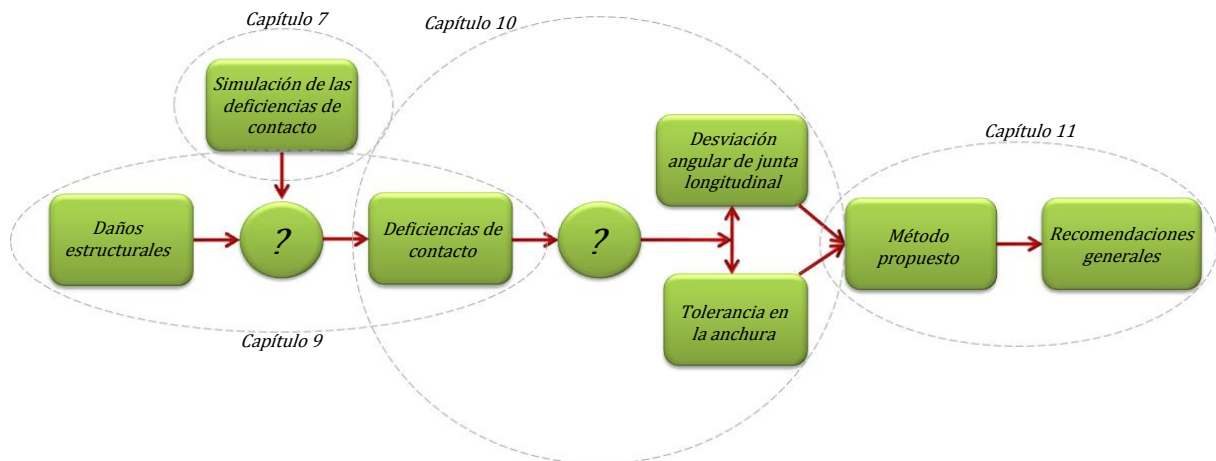
Figura 1.5 – Comportamiento de los packers

En el cuarto y último tema se muestra que las deficiencias de contacto entre dovelas pueden ser fruto de aproximaciones en la fase de proyecto, de las tolerancias de fabricación de las dovelas y de la tolerancia de montaje del anillo. A fin de evaluar los espacios generados por las aproximaciones de proyecto, en el Capítulo 8 se realiza un estudio sobre la forma ideal de los anillos universales frecuentemente empleados. Aparte, se propone un modelo que simula el contacto entre dos o más dovelas adyacentes considerando que su forma sigue exactamente los planos. Una vez evidenciado el contacto no uniforme, se puede verificar el comportamiento estructural de la dovela apoyada frente a la carga de los gatos de empuje. Finalmente, se proponen algunas recomendaciones para reducir o incluso eliminar las imperfecciones en el proyecto del anillo.

Al contrario, la eliminación de las tolerancias de fabricación y de montaje no suele ser factible en la realidad. La primera es resultado de las variaciones dimensionales en los moldes así como de las eventuales imprecisiones que ocurren, por ejemplo, debido al propio packer. Por otro lado, las tolerancias de colocación surgen del montaje de las dovelas dentro del escudo de la tuneladora. En base a esto, se propone un método para estimar los máximos valores de tolerancia que pueden ocurrir sin comprometer el desempeño estructural de las dovelas. Para ello, además de considerar las tolerancias de manera conjunta, se tienen en cuenta los mecanismos según los cuales se generan las deficiencias de contacto encontradas en la práctica. Asimismo se determina cómo estas deficiencias de contacto dan lugar a los daños estructurales.

En la figura 1.6 se muestra una visión general de los aspectos más importantes de este problema que ha sido tratado durante los 6 meses junto a la Universidad TU Delft. Por razones metodológicas, el estudio empieza con la descripción de la filosofía empleada a lo largo del presente trabajo. Con posterioridad, se procede a la evaluación de las diferentes partes en las que el problema principal se divide siguiendo el mismo orden presentado en la citada figura.

En el Capítulo 7 se realiza un estudio sobre la simulación numérica de las imperfecciones de contacto evaluándose los principales tipos de elementos de contacto que pueden usarse en los modelos de elementos finitos. A la vez, dichos modelos se comparan entre sí y con un modelo analítico simplificado propuesto. En el Capítulo 9, los resultados obtenidos son usados para delinear una relación entre los daños estructurales y las deficiencias de contacto. Aparte, se estiman valores críticos para estas imperfecciones.



*Figura 1.6 – Relación entre las tolerancias, las deficiencias de contacto y los daños estructurales.*

En el Capítulo 10 se estudia la relación entre las deficiencias de contacto y las tolerancias. El objetivo principal es explicar y prever como los diferentes tipos de tolerancias pueden generar las imperfecciones encontradas en la práctica. Asimismo se realiza la comparación entre las deficiencias de contacto calculadas de acuerdo con el método teórico y las mediciones realizadas en la Línea 9 de Barcelona. A consecuencia de este estudio, en el Capítulo 11 se propone un método general y un método simplificado para la estimación de la tolerancia de los moldes usados en la fabricación de las dovelas. En base a los resultados obtenidos anteriormente, se hace una propuesta de recomendación de tolerancia admisible en cada caso.





## 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

### 2.1. Introducción

Una tuneladora tipo TBM. (del inglés “Tunnel Boring Machine”) es una máquina capaz de excavar túneles a sección completa también permitiendo la instalación de un sostenimiento generalmente compuesto por dovelas prefabricadas de hormigón. La excavación suele realizarse mediante una cabeza circular giratoria equipada con elementos de corte del terreno y accionada por motores hidráulicos. El material extraído del frente de excavación se transporta al interior de la máquina siendo depositado sobre cintas transportadoras responsables por conducirlo al exterior del túnel.

En la mayoría de los casos, las tuneladoras están compuestas por uno o dos escudos ligados a la cabeza de corte. Estos tienen la finalidad de sostener el terreno además de abrigar buena parte de los equipos necesarios a la excavación, al montaje del anillo y al avance de la tuneladora. El montaje de un nuevo anillo se hace dentro de la cola de la tuneladora empleado el erector de dovelas. Por otro lado, el empuje necesario para producir el avance de la máquina y la excavación del terreno se consigue mediante un sistema de gatos perimetrales instalados internamente al escudo los cuales empujan en el último anillo de sostenimiento colocado o bien en zapatas móviles (denominadas “grippers”) accionados también por gatos que la sujetan a la pared del túnel. El avance de la tuneladora implica en la salida del anillo instalado por la cola de la misma. Una vez que el diámetro excavado es mayor que el diámetro exterior del revestimiento, con el avance se produce un hueco anular entre la estructura y el terreno, el cual generalmente se rellena con morteros inyectado sobre presión <sup>(6; 12)</sup>.

Este método de excavación y construcción de túneles presenta algunas ventajas respecto a otros. Por un lado, la posibilidad de inyectar mortero continuamente por la cola y la estabilidad del frente de excavación sobre presión dan lugar a menores acomodaciones en el terreno. Con ello, se reducen los asentamientos en la superficie y los riesgos de daños estructurales en zonas urbanas <sup>(22)</sup>. Por otro lado, el montaje del anillo de dovela bajo la protección de la cola de la tuneladora representa un aporte en el nivel de seguridad de la construcción.

Así pues, las tuneladoras de cabeza giratoria permiten la excavación y construcción de túneles en condiciones extremadamente desfavorables en cuanto a la presión del terreno y al nivel freático, aportando a dicho trabajo un mayor nivel de seguridad. Los rendimientos logrados con estas máquinas son elevadísimos si comparados a otros métodos de excavación y construcción de túneles, si bien la rentabilidad de su uso depende de una longitud mínima a excavar. En este contexto, hace falta amortizar el precio de la tuneladora y eclipsar el tiempo que se tarda en diseñar, fabricar, transportar y montar la misma <sup>(23)</sup>.

Teniendo esto en cuenta, se realiza un estudio de la bibliografía sobre los temas tratados en las diferentes líneas de investigación presentadas en el capítulo anterior. A consecuencia de dicho estudio, se presente un breve estado del conocimiento sobre los morteros de relleno, los packers y la relación entre las tolerancias, las deficiencias de contacto y los daños estructurales.

## 2.2. Morteros de relleno

Cabe señalar que el primer empleo de mortero como material de relleno ocurrió en 1864 por Peter Barlow que desarrolló y patentó un equipo de inyección <sup>(24)</sup>. En el caso de los túneles, estos materiales de relleno constituyen una importante conexión entre el terreno y la estructura y aún sirven para prevenir movimientos excesivos de los anillos, minimizar asentamientos del terreno, disminuir la incidencia de mal alineamientos entre las dovelas y como barrera adicional a la infiltración del agua.

Además de atender a dichas finalidades, los morteros deben ser dosificados en función de exigencias logísticas de mezcla, transporte e inyección. Así pues, los morteros de relleno deben ser bombeados sin presentar segregación o exudación; permanecer con buena trabajabilidad durante un largo período de tiempo; endurecer poco después de la inyección y adquirir cierta resistencia temprana para dar soporte al anillo <sup>(25)</sup>.

Teniendo en cuenta la complejidad de las exigencias impuestas, el proceso de obtención de un relleno satisfactorio puede ser dividido en tres importantes fases preconstructivas. En la fase de evaluación, se determinan las condiciones de producción, las condiciones de aplicación y las características de los posibles materiales empleados. Los datos ahí obtenidos servirán, a continuación, para la fase de dosificación, donde se determina la composición de las mezclas. Por fin, hay la fase llamada procesamiento, en la cual se debe garantizar la producción del mortero con las características definidas en las dos fases anteriores <sup>(26)</sup>.

Dicho procedimiento se repite para cada tipo de terreno encontrado una vez que el mortero tendrá de adaptarse a las particularidades de cada uno de ellos. Como resultado, se deben definir, como mínimo, las siguientes informaciones: la composición de la mezcla, el tiempo de gel del mortero, el sistema de mezcla y transporte, la resistencia del mortero después del ciclo constructivo de un anillo, la metodología de muestreo, el volumen teórico a ser inyectado, la presión de inyección operacional y la presión de inyección máxima <sup>(27)</sup>.

### 2.2.1. Tipos de mortero de relleno

En función de la cantidad y de los tipos de materiales aglomerantes empleados, los morteros de relleno se dividen en tres grupos. Tal división, refleja comportamientos distintos, bien sea en estado endurecido, bien sea en estado fresco.

Los llamados morteros activos tienen elevado contenido de cemento el cual generalmente supera los 300kg/m<sup>3</sup>. Por esto, su inicio de fraguado es bastante temprano, exigiendo incluso la incorporación de aditivos retardantes. Por otra parte, los morteros semiactivos presentan disminución considerable en el contenido de cemento que suele quedarse cerca de los 100kg/m<sup>3</sup> en función de la incorporación de una parcela de adiciones inertes. Como consecuencia de tal incorporación, generalmente son obtenidos morteros más bombeables y con inicio de fraguado más tardío. Asimismo, la resistencia final es menor y el tiempo total de endurecimiento, mayor. En los morteros inertes, el contenido de cemento es casi integralmente sustituido por materiales como la cal hidráulica, lo que resulta en un fraguado todavía más tardío <sup>(25)</sup>.

Por muchos años ha predominado con finalidad de relleno del hueco anular el empleo de morteros de endurecimiento rápido cuya clasificación se encuentra cerca a del tipo activo. Debido al difícil control del tiempo de inicio de fraguado entre la mezcla de los materiales constituyentes y la inyección, se ha observado tendencia de suplantar estos morteros. En su lugar han sido empleados mezclas con un tiempo de fraguado más tardío y con menor resistencia a compresión, es decir, con una clasificación más próxima del tipo semiactivos <sup>(28)</sup>.

Otra posibilidad más reciente, permite un control todavía mayor sobre el tiempo de principio de fraguado a través del empleo de morteros bicomponentes. Dicho esto, se pone de manifiesto otra clasificación aplicada a los morteros de relleno los cuales se dividen en mezclas unicomponente y bicomponentes. Ambas son descritas con más detalles a continuación.

#### 2.2.1.1. Mezclas unicomponente

Hay diversas materiales y técnicas para realizar el relleno del hueco anular. Como ejemplo prácticamente en desuso, hay las inyecciones de mezclas de arenas y agua. En estas, una cantidad excesiva de agua es bombeada junto con arena a fin de garantizar una distribución uniforme del material alrededor del túnel. Una gran desventaja de esta técnica es que se suele inyectar cantidad insuficiente de arena, lo que resulta en rellenos deficientes y con poca capacidad portante.

Otra técnica aun bastante difundida es la inyección de grava seguida, después de cierto tiempo, por una inyección de mortero o lechada de cemento para consolidar el relleno del hueco anular. Este sistema posibilita ahorros significativos en los gastos con materiales sin implicar en pérdida de cualidad dado que la lechada de cemento o el mortero inyectados sobre presión rellenan los espacios remanecientes.

También con buen desempeño y empleados en la mayoría de los túneles, figuran los morteros de relleno cuya composición usual suele englobar bentonita, un aglomerante (cemento y puzolana), partes granulares (arena generalmente) y aditivos, resultando en masa específica entre 1900kg/m<sup>3</sup> y 2100kg/m<sup>3</sup>. A manera de ejemplo, en la tabla 2.1 se muestra la dosificación de un mortero de relleno utilizada en el Túnel Botlek construido en Holanda. En ella se nota que, de manera similar al observado en otras dosificaciones, el contenido de aglomerante es bastante reducido, siendo aproximadamente 5 veces menor que el contenido de arena.

Tabla 2.1 - Ejemplo de dosificación para producir 1 m<sup>3</sup> de mortero de relleno unicomponente

Material	Dosificación	
Agua	Kg	335
Bentonita	Kg	9
Cemento	Kg	166
Cenizas Volantes	Kg	120
Arena	Kg	1480
Aditivos	Kg	0,71

Aparte, también se verifica que, como es usual en los morteros de relleno unicomponentes, la relación agua/aglomerante presenta valores elevadísimos cuando comparada a la de un mortero convencional. Con ello, se busca aumentar la bombeabilidad de la mezcla y, de cierto modo, compensar la infiltración de agua en el terreno. También es usual que el mortero de relleno tenga en su composición cierta cantidad de

bentonita, la cual se introduce para mejorar las propiedades en estado fresco, facilitando el bombeo y la inyección <sup>(18)</sup>.

### 2.2.1.2. Mezclas bicomponente

Las mezclas bicomponentes comprenden algunos morteros especiales desarrollados en Japón. Éstos se constituyen de un componente A – generalmente resultante de la mezcla de arcilla, cemento, plastificantes e inclusores de aire – y de un componente B – la fase que activa el principio de fraguado. Con la adición de inclusores de aire se consiguen mezclas con un contenido de aire atrapado próximo de 15% lo que se traduce en una masa específica entre 950kg/m<sup>3</sup> y 1300kg/m<sup>3</sup>. Tal y como se explicará a lo largo de la tesis doctoral, una baja masa específica es una característica interesante a medida que se refleja en menores cargas alrededor del túnel y mayor estabilidad de la estructura.

Una vez que los morteros bicomponente se encuentra sobre patente exclusiva de algunas empresas, la divulgación más detallada de sus características es bastante restringida. Aun así, en la tabla 2.2 se muestra la composición de la mezcla de los morteros tipo ETAC originalmente propuesta para el Sophia Railway Tunnel <sup>(29)</sup>.

*Tabla 2.2 - Ejemplo de dosificación para producir 1 m<sup>3</sup> de mortero de relleno bicomponente tipo ETAC*

Componente A		Componente B	
Agua	650Kg	ETAC 3S (Fase Activadora)	115Kg
ETAC Ment	240Kg		
ETAC Beta (Arcilla-Arena)	130Kg		
ETAC RX (Control de Inicio de Fraguado)	4,5Kg		
Inclisor de Aire	0,5Kg		

La cantidad de materiales presentada en la tabla es suficiente para producir un metro cúbico de mortero. En ella se observa que la dosificación tiene un componente B, que representa la fase activadora, y un componente A cuya la relación agua/cemento es todavía más elevada que la calculada para el mortero unicomponente de la tabla 2.1.

El procedimiento de mezcla de los morteros bicomponentes también es bastante distinto de lo empleado en los morteros de relleno unicomponentes. De acuerdo con Debrauwer, inicialmente se mezcla todo ETAC Beta con la mitad del contenido de agua necesario. Simultáneamente, en un recipiente aparte se amasan los demás materiales constituyentes del componente A con la cantidad restante de agua. Pasada una hora, las dos partes del componente A son puestas en un mismo recipiente donde deben ser mezcladas como mínimo por dos horas más.

En cualquier mortero bicomponente, el contacto entre el componente A y el componente B sólo ocurre poco antes o poco después de la inyección pues la activación del fraguado es bastante rápida, pasando por tres fases distintas. En la primera de ellas, la mezcla se mantiene en estado líquido. Su duración, dependiendo del tipo de aglomerante y de la dosificación de los materiales, puede estar entre 10 y 60 segundos medidos desde el momento de la mezcla. Luego hay la fase plástica, en la cual el mortero presenta comportamiento similar al de una arcilla plástica. El material aún puede ser bombeado fácilmente, pero ya tiene resistencia a penetración cerca de los 6KPa. En función del tipo de aglomerante y de la dosificación de los materiales, esta fase puede durar desde 20 minutos hasta 2 horas.

Por fin, en la fase de endurecimiento, el mortero rápidamente alcanza 2MPa de resistencia a compresión uniaxial la cual, a partir de este momento, presenta acrecimientos graduales con el paso del tiempo. En este caso, la evolución de la resistencia está influenciada mayoritariamente por la homogeneidad de la mezcla entre los componentes A y B. En la figura 2.1 se muestra la evolución de la resistencia en una mezcla bien

homogéneo y otra no homogéneo. En la figura 2.2, se realiza la misma comparación para un mortero doblecomponente a edades tempranas <sup>(18)</sup>.

Es interesante observar que la mezcla homogénea presenta masa específica menor que la medida para una mezcla no homogénea. Desde un punto de vista de la resistencia a compresión, el hecho de no mezclar adecuadamente el componente A con el componente B implica en una reducción considerable de la resistencia a compresión. Los decrecimientos en la resistencia son proporcionalmente más acentuados para las edades más tempranas donde se nota que las mezclas no homogénea llega a presentar resistencia a compresión 50% menor que las mezclas homogéneas.

Reside ahí uno de los principales problemas asociados al empleo de morteros descritos en el presente apartado. Si, por un lado, estos permiten un mejor control del inicio de fraguado y un más rápido endurecimiento y consolidación del relleno, por otra parte, una mezcla inadecuada de los componentes A y B puede comprometer considerablemente las propiedades del mortero. Se debe atender para esta posibilidad especialmente cuando se opta por la inyección en separado de los dos componentes una vez que la mezcla de los mismos ocurre en el hueco anular en condiciones de difícil control y acceso.

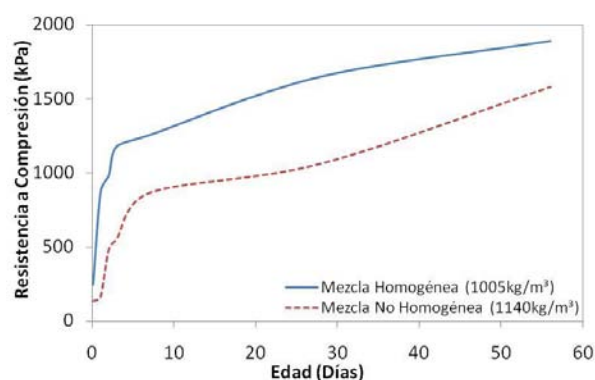


Figura 2.1 - Evolución de la resistencia para mezcla homogénea y mezcla no homogénea

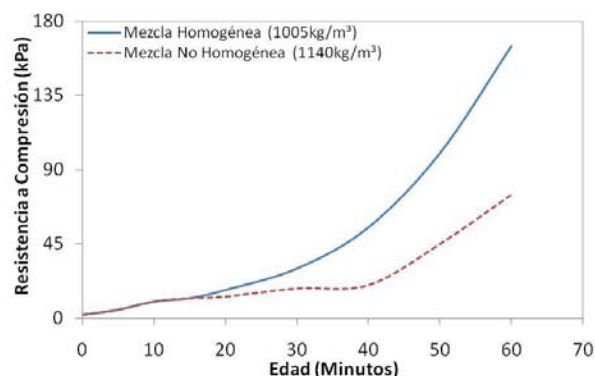


Figura 2.2 - Evolución de la resistencia para mezcla homogénea y mezcla no homogénea en edades tempranas

### 2.2.2. El procedimiento ejecutivo

El posicionamiento de las dovelas debe ser seguido, tan pronto como sea posible y en casi todo tipo de terreno, por la inyección de material de relleno en el espacio dejado detrás de la cola de la tuneladora. En terrenos con buena capacidad de sostenimiento propio, la inyección puede ser retrasada aunque debe realizarse antes que ocurra pérdida de estabilidad. En algunos suelos arcillosos plásticos, los vacíos dejados se pueden llenar apenas con la manipulación apropiada del escudo de la tuneladora. Así, a lo largo de la excavación y a través de un control correspondiente de la máquina, se aplica una presión de modo que el terreno pueda envolver el escudo y rellenar el hueco anular, quizás con excepción del vacío luego

arriba de la dovela clave. El caso es similar en lógamos líquidos, pero la posibilidad que las presiones horizontales puedan exceder transitoriamente las verticales debe ser considerada. Uno de los suelos más difíciles a través del cual una tuneladora opera es arena y grava justamente porque los hundimientos no pueden ser evitados y la posibilidad de utilizar la tuneladora para presionar el terreno a un lado y llenar los vacíos está totalmente fuera de cuestión <sup>(30)</sup>.

Cabe señalar que son raros los casos de excavación que no demande realizar el relleno del hueco anular. Entonces surge la necesidad de conocer las particularidades del proceso de producción e inyección del mortero de relleno. A fin de tornar más didáctica la descripción, el procedimiento ejecutivo de los morteros de relleno fue dividido en mezcla, transporte e inyección.

#### *2.2.2.1. Mezcla*

El ajuste de la mezcla de los morteros puede depender de una variedad de factores: características del terreno, tiempo desde perforar, posición del nivel de agua y experiencia previa con la inyección en terrenos similares. El equipo de mezcla es considerado tan importante como la cualidad de los materiales constituyentes empleados, influenciando directamente en las características del mortero producido. Como regla general, la capacidad de la planta de amasado y de los tanques de almacenaje debe ser suficiente para rellenar por lo menos un anillo completo sin interrupciones. Además, siempre que posible, el equipo de mezcla y de bombeo debe ser diseñado teniendo en cuenta con la velocidad de avance de la tuneladora y la velocidad de colocación de las dovelas.

El tiempo de amasado debe ser lo más corto posible sin comprometer la cualidad del proceso. Estos tiempos mínimos deben ser determinados mediante ensayos en verdadera escala utilizando la planta de amasado <sup>(25)</sup>. Para proporcionar un alto volumen y una inyección continua del mortero, es usual disponer de dos amasadoras que trabajan alternadamente enviando mortero al tanque de almacenaje que debe tener capacidad de almacenaje de por lo menos dos y hasta tres veces la capacidad de la planta <sup>(31)</sup>.

#### *2.2.2.2. Transporte*

La fase de transporte abarca todas las operaciones realizadas entre el amasado y la inyección en el hueco anular. Por regla general, la parte de este trayecto comprendido entre la planta de amasado y la tuneladora se realiza a través de vagones contenedores que se mueven en trillos instalados en el interior del túnel. Una vez en la tuneladora, el mortero se mantiene en constante movimiento dentro de grandes reservorios existentes en el "back-up" de la misma. La parte final del trayecto se realiza a través de un sistema de inyección compuesto por las bombas, las tuberías y los equipos auxiliares de control.

#### Bombas

El traslado del mortero hasta el frente de excavación en la mayoría de los proyectos se hace por bombeo, lo que simplifica la operación de transporte y la limpieza de los contenedores. No obstante, ello ha planteado el riesgo del endurecimiento indeseado de la mezcla, por lo que se han empleado con más frecuencia los morteros inertes con adición de cal o de puzolana a fin de reducir la proporción de cemento a cifras mínimas (del orden de los 15 a 20kg por m<sup>3</sup> de mortero) <sup>(12)</sup>.

Hay una grande variedad de bombas usadas en las operaciones de transporte. Éstas pueden ser impulsadas por aire comprimido, combustibles o electricidad. Frente a las demás, las bombas movidos a aire comprimido se han consagrado como las más frecuentemente empleadas una vez que presentan flexibilidad en cuanto a las varias velocidades de excavación de la tuneladora. En situaciones de transporte que permitan el uso de bombas de flujo constante, los sistemas más comunes son los eléctricos y los de combustión interna.

Por exigencia funcional, las bombas para inyección del hueco anular deben ser dimensionadas cuidadosamente a fin de garantizar al sistema alta flexibilidad además de buen control de la presión y de la velocidad de inyección. Al elegir un tipo de bomba, también es aconsejable tener en cuenta minimizar el

efecto pulsante, un fenómeno causado por el mecanismo interno de compresión cíclica de pistones que fatiga los conductos y compromete el proceso de inyección <sup>(31)</sup>.

### Conductos

Existen dos configuraciones principales de conductos para llevar el mortero al orificio de inyección. El más simple es el sistema en línea única y directa. En este, un tubo flexible, un tubo rígido o una combinación de los dos, parte desde la bomba hacia los orificios de inyección de tal suerte que se admite siempre una única dirección de transporte.

La segunda configuración está compuesta de dos líneas conectadas de forma a producir un flujo circular. En esta, además del conducto que lleva el mortero hacia los orificios de inyección, hay también una línea de retorno que hace el camino inverso. Así, cuando no se está inyectando, el mortero puede circular por la tubería, hora hacia la bomba, hora hacia los orificios de inyección. En situación de inyección, a través del control del flujo de material por la línea de retorno, se puede variar el caudal y la presión de inyección sin alterar la velocidad de la bomba. Como el mortero se encuentra en constante movimiento hay menos problemas de endurecimiento indeseado y menor incidencia de atascos en las tuberías <sup>(31)</sup>.

Cualquier que sea el sistema de transporte adoptado, el mortero debe ser trasladado desde el tanque de almacenaje intermediario hasta la bomba y desde ahí hasta los orificios de inyección. Mientras la primera parte del trayecto se hace usualmente a través de la tubería de succión, la segunda parte es responsabilidad de la tubería de descarga.

Se recomienda que las tuberías sean dimensionadas para soportar con holgura la presión de inyección y de transporte, teniendo diámetro interno mínimo de 38,1 mm (1,5") o tres veces el diámetro máximo del árido. Adicionalmente, se debe posicionar las bombas en relación a los taques de almacenaje intermediario de modo a minimizar la longitud del tramo sujeto a succión, en el cual ocurre la solicitud más nociva a los morteros <sup>(32)</sup>.

En términos de desempeño los tubos flexibles son preferibles a los tubos rígidos por su mayor practicidad y simplicidad. En los últimos, suele ser necesario posicionar válvulas para control de caudal, principalmente en el tramo de succión. Por esto, los tubos rígidos tienen su uso vinculado al transporte a largas distancias o de volúmenes importantes que demandan diámetros más gordos. Sin embargo, aún cuando se opta por los tubos rígidos, se deben instalar tubos flexibles para conectar la tubería a los orificios de inyección <sup>(33)</sup>.

### *2.2.2.3. Inyección*

Después de la mezcla y del transporte del mortero al ponto de inyección, solo queda rellenar el hueco anular. Para tanto, hay dos métodos distintos cuya aplicación depende de las características del terreno y del tipo de tuneladora elegido para la excavación. Como será evidenciado más adelante en apartados específicos, la principal diferencia entre los dos métodos reside básicamente en el momento de la inyección con respecto al avance de la tuneladora. Así, en el método continuo la inyección se hace simultáneamente a la excavación y a partir de la propia tuneladora, mientras que en el método discontinuo la inyección se hace algunos anillos detrás de la tuneladora a partir de orificios practicados en las dovelas.

Al optar por uno de ellos, más que una elección en base a desempeño, hay que tener en cuenta la compatibilidad de cada método de inyección con el terreno. Así, al excavar en formaciones débiles es preferible y más usual optar por el método continuo a fin de disminuir los desplazamientos del suelo. El uso del método discontinuo en estos casos no es conveniente por su propia dinámica de ejecución que permitiría acomodaciones excesivas del terreno alrededor. En formaciones con buena capacidad de sostenimiento, a pesar de no haber restricción a ningún de los dos métodos, la practica ha consagrado el método discontinuo como el más recomendable <sup>(34)</sup>.

En cualquier operación de inyección, el control de presiones es vital. Este control es mantenido por las galgas colocadas en la bomba y en el orificio de inyección. Una galga imprecisa, especialmente una que



marca a menos, podría resultar en inyección de mortero en áreas desnecesarias o en daño al anillo. El mostrador de cualquier galga en uso debe ser examinado cuidadosamente, pues muchas de ellas requieren un incremento de presión sobre un valor mínimo para iniciar el movimiento de la aguja del indicador. Por ejemplo, la primera marca en el dial de una galga que indica incrementos de 5 PSI puede significar, en realidad, una presión de 10 PSI. Esto podría ser crítico para excavaciones próximo a la superficie donde las presiones bajas tienen que ser controladas de manera todavía más estricta.

En dichos casos de inyecciones a presiones muy bajas y en condiciones delicadas, aunque no es usual se puede utilizar un sistema alternativo compuesto por una columna hidrostática para evitar que presiones excesivas sean aplicadas. La columna hidrostática se extiende arriba del nivel del orificio de inyección de modo que la altura alcanzada por el mortero represente la presión real actuante. La tubería está conectada a la columna así que el mortero desbordará si se provee más presión que el deseado. Como punto negativo del sistema se destaca la necesidad de ajustes en la altura de la columna de alimentación para cada mezcla y presión usadas <sup>(33)</sup>.

De hecho, hay diversas recomendaciones sobre cómo elegir la presión operacional de inyección y también cómo controlar la inyección. En el control por presión, se regula la velocidad de inyección de modo que la presión siempre esté próxima del valor predeterminado. Otra alternativa es el control por volumen que consiste en inyectar cierta cantidad de mortero proporcional al volumen teórico a ser rellenado. A fin de detectar eventuales problemas ejecutivos, la sugerencia es controlar el proceso de inyección simultáneamente por ambos métodos <sup>(35)</sup>.

Cuanto a la magnitud de presión adoptada, hay sugerencias que recomiendan el uso de la mayor presión posible dentro de ciertos estándares de seguridad. Según este precepto, se reconoce como valor límite aquél en que un incremento adicional de presión no corresponde a la inyección de volumen adicional de mortero. A partir de ese punto, cualquier incremento de presión pasa a ser un cargamento adicional para el terreno y para el anillo <sup>(12)</sup>. Sin embargo, no parece prudente basarse en presiones tan próximas del límite. En algunos terrenos tal presión puede ser suficiente para provocar fracturas o producir deformaciones excesivas en el terreno.

Así, la mayor parte de la bibliografía consultada sugiere la influencia pasiva del mortero de inyección en el terreno, o sea, que la presión de inyección debe ser igual a la originalmente impuesta por el terreno. No obstante, se trata de una situación ideal pues, además de la dificultad en controlar y compatibilizar las presiones, esto ampliaría el riesgo de que material externo entrara en el interior de la tuneladora. Por ello, es normal definir franjas de variaciones admisibles para la presión de inyección.

De acuerdo con una regla empírica, dicha presión debe ser entre 50KPa a 150KPa mayor que la presión actuante en la parte superior de la excavación o que la presión ejercida por el agua del terreno. Consecuentemente, para definir la presión de inyección, se recomienda determinar continuamente en el tiempo la presión ejercida por el terreno y el nivel de agua <sup>(36)</sup>.

En la mayoría de los casos, el desarrollo de un sistema de inyección totalmente automático está limitado precisamente por la capacidad de determinar la presión del terreno. Sin embargo, el avance tecnológico observado en los sensores de medición existentes en la tuneladora ya empieza a concretizar tal posibilidad. Incluso ya hay quien piense factible utilizar la variación de la presión para corregir los asiento del terreno frutos de las demás etapas del proceso constructivo <sup>(35)</sup>.

### Método Discontinuo

Como ya se ha mencionado, en la inyección discontinua se inyecta mortero directamente en cada anillo que ya ha salido por completo de la cola de la tuneladora. Esta inyección se realiza a través de los agujeros practicados en las dovelas, debiendo haber por lo menos cuatro orificios posicionados de manera escalonada alrededor del anillo. El proceso es discontinuo puesto que se cambia de orificio de inyección una vez comprobado el nivel de mortero en los orificios superiores. Los equipos empleados son casi siempre bombas de hélice y el volumen de relleno se controla por verificación directa en el vagón mezclador de cada tren <sup>(12)</sup>.

En este caso, se debe hacer distinción entre (A) la inyección primaria, con objetivo de llenar el espacio anular, y (B) la inyección secundaria, empleada para sellar y estabilizar el relleno. La inyección primaria se realiza a baja presión (500KPa – 600KPa) siendo constituida de morteros o lechada de cemento. Por otra parte, la inyección secundaria ocurre con alta presión (1000KPa – 2500KPa) generalmente usándose una suspensión fluida de cemento, bentonita, bitumen caliente o emulsión bituminosa.

#### A. Inyección primaria

A principio, para la inyección primaria, se usaba exclusivamente un mortero con relación cemento-arena entre 1:1 e 1:3 <sup>(30)</sup>. Éste era inyectado por los orificios inferiores mientras la tapa del orificio superior era quitada para servir como salida de aire. Cuando el mortero apareciera en el orificio superior, la inyección era transferida a este último, donde se quedaba hasta que el correspondiente sector estuviera lleno.

Debido a su elevada fluidez, se suele perder una buena parte del mortero inyectado en terrenos más sueltos o con fisuras. Por otra parte, puede también que cierta cantidad de aire se quede atrapado en el mortero en proporciones suficientes para permitir deformaciones y acomodaciones tardías importantes del terreno.

Se pueden obtener ahorros considerables en cemento si el hueco anular se llena primeramente con grava o con escoria granular de graduación uniforme (con diámetro entre 4 e 6mm). La inyección se hace de la misma manera y secuencia definidos para los morteros. Teniendo en cuenta que el relleno con grava presenta un volumen considerable de poros y visto que la grava ni fluiría ni adheriría tal como los morteros, se debe realizar una inyección posterior de mortero o lechada. Tal inyección consolida la grava llenando los vacíos y aún sirviendo para disminuir la entrada de agua en el túnel.

#### B. Inyección secundaria

La inyección secundaria, generalmente con el propósito único de selladura, se realiza bastante tiempo después del relleno primario dado que es esencial esperar la estabilidad de los asientos del terreno. Por ello, la inyección secundaria tiene que ser repetida varias veces en los casos en que hay desplazamientos de largo plazo importantes. De acuerdo con Széchy, las principales recomendaciones para el relleno secundario son las siguientes:

- utilizar sólo bombas automáticas de aire comprimido;
- determinar la absorción específica del terreno antes de la inyección;
- mantener control tanto por la presión como por el volumen inyectado;
- proceder la inyección en condición de presión creciente y velocidad de inyección decreciente y
- atentar para eventuales deformaciones en el revestimiento del túnel a lo largo de la inyección.

Las dos últimas instrucciones pretenden detectar posibles problemas en el proceso inyección. Así, una caída en la presión puede ser indicio de fuga del material de relleno hacia una zona agrietada o del arqueamiento de una capa impermeable de terreno <sup>(30)</sup>.

Para la realización del relleno primario, los orificios de inyección practicados en las dovelas deben terminar en la superficie externa del segmento. Cada uno de ellos incluye una boquilla de inyección en el segmento y una tapa roscada con una arandela hidrófila. Con diámetro interno mínimo de 50mm y obligatoriamente de tipo metálico, la boquilla de inyección debe ser diseñada de modo a que la tapa en su posición final no resalte en el túnel más allá de la superficie interna del segmento. La cabeza de la tapa debe incorporar un diseño que la permita ser apretada y quitada.

La distancia entre el bocal de inyección o la tapa y la armadura de las dovelas precisa respetar el cubrimiento mínimo especificada para la armadura. Cuando la tapa se encuentra en la boquilla, no se admite entrada de agua en el túnel. El conjunto debe tener una vida de diseño mayor que 120 años. Además, debe ser capaz de soportar la presión del agua subterránea y cualquier presión adicional generada. En cualquier caso, deben resistir sin goteo a una presión mínima de 7 bares sobre la presión atmosférica.

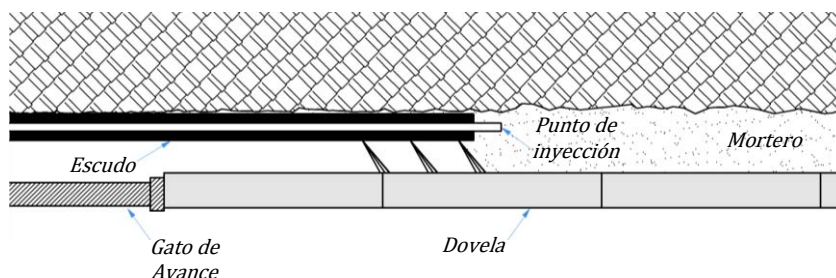
Caso se vaya practicar inyección secundaria o terciaria, el orificio será extendido a través de la superficie exterior del segmento perforándose de modo a no causar daño al hormigón. Finalizada la nueva inyección, cada orificio debe ser dejado en condición tal que la tapa se pueda quitar sin daño a la boquilla de inyección o a la dovela <sup>(27)</sup>.

### Método Continuo

En el método continuo se inyecta mortero por medio de bombas localizadas en la propia cola de la tuneladora. Con esta modalidad de inyección se han logrado las siguientes mejoras.

- Por un lado se obtiene mayor uniformidad del proceso de relleno. Es usual disponer al menos de 4 líneas de inyección (2 por cada lado de la mitad superior de la cola) y otras tantas de reserva a fin de asegurar la continuidad si se produjeran obstrucciones.
- Uso de bombas de doble pistón que permiten presiones máximas elevadas (hasta 10 veces la nominal de inyección) y altas capacidad de inyección. Generalmente se emplean dos bombas, cada cual en una lateral, siendo las presiones nominales de trabajo del orden de 1,5 a veces la máxima presión de tierras en el frente. Este tipo de bombas permite un control directo del volumen inyectado al terminar el ciclo del anillo, aunque también se recomienda la verificación del volumen en el vagón mezclador.
- Alta capacidad de las bombas, debiendo cada una de ellas ser suficiente para hacer el relleno de un anillo en el tiempo medio estimado del ciclo (orden de magnitud máximo de 1 hora). Con ello, se obtienen capacidades unitarias de más de más de 10 m<sup>3</sup>/hora (usualmente, hasta 20 m<sup>3</sup>/hora).

Los avances que ha supuesto la inyección por cola han reducido notablemente los asientos, aún en terrenos poco competentes. El sistema responde, pues, satisfactoriamente al objetivo principal, si bien cabe señalar que debe mejorarse tanto el automatismo del proceso como el de los controles de presión y volumen. Se muestra en la figura 2.3 el detalle de un punto de inyección visto de más cerca.



*Figura 2.3 - Representación del punto de inyección en la cola de la tuneladora*

Un importante problema que se acentúa cuando se adopta el método por inyección continua es evitar que el mortero vuelva a entrar en el túnel por la cola de la tuneladora o por las juntas entre dovelas. Para lograr la estanqueidad de la junta entre el anillo y la cola del escudo, se han ensayado diversos dispositivos.

En este contexto, los tapajuntas a base de bandas perimetrales flexibles para cerrar el espacio entre cola y anillo se han afianzado solamente en el caso de los hidros, donde el proceso de equilibrio de presiones en el perímetro es uniforme y estable. En caso contrario, la presión de tierra no es transmitida a todo el

perímetro exterior de la máquina por lo que la solución anterior no es válida. Por ello, los escudos de presión de tierra suelen utilizar juntas de grasa las cuales comprenden unos anillos perimetrales de impermeabilización con al menos dos líneas de grasa consistente. La misma se mantiene sobre presión gracias a unas contenciones anulares de cepillos metálicos que rozan en la superficies exterior del anillo conforme éste sale de la cola de la tuneladora <sup>(12)</sup>.

### **2.2.3. Estudios sobre la presión aplicada por el mortero al trasdós del anillo**

De acuerdo con estudio realizado por Beuijen y Talmon, la presión aplicada por el mortero alrededor del anillo presenta distribución prácticamente lineal. Dicho comportamiento se mantiene desde la inyección hasta el momento en que este material ya ha adquirido su resistencia total. Se ha observado que la distribución inicial de presiones esta próxima de la presión hidrostática del mortero. Sin embargo, con el endurecimiento del material de relleno pocos anillos detrás de la tuneladora, hay tendencia de que la distribución se acerque a la presión hidrostática.

En cualquier caso, la distribución es siempre menor que la presión hidrostática del mortero y mayor que la presión del agua. Todos estos resultados fueron obtenidos a través de mediciones realizadas en el Sophia Railway Tunnel ubicado en Holanda empleando 14 galgas de presión posicionadas equidistantes alrededor de un anillo <sup>(20)</sup>.

El mecanismo de consolidación desarrollado por el mortero a lo largo de la excavación tiene relación directa con la variación de las presiones. Una vez completada la inyección, el material de relleno se pone en contacto con el terreno y las dovelas. Debido a la porosidad del terreno y a la presión en la interface de contacto, el mortero presenta pérdida del agua. Por consecuencia, hay disminución local de la porosidad del material y la parcela de la capa afectada se consolida en menos tiempo.

Es importante matizar que el mecanismo de consolidación descrito por Bezuijen se fundamenta más en el contacto físico de las partículas constituyentes del mortero que en la hidratación diferencial de la pasta de cemento. Según lo que asume aquél autor, cuando el mortero es inyectado, el contenido de agua es elevado y la tensión entre los granos del mortero se mantiene pequeña. La pérdida de agua ocasiona por un lado la disminución de la porosidad y por otro el aumento de la tensión de contacto entre los granos del material. Por tanto, la tensión máxima de contacto entre los granos viene asociada a la mínima porosidad del mortero y caracteriza lo que se denomina de consolidación <sup>(37)</sup>.

Son diversos los factores que interfieren en la consolidación del mortero después de su inyección. De la parte del terreno hay que tener en cuenta principalmente su permeabilidad, su deformación cuando comprimido y, en condición saturada, la presión del agua. Desde el punto de vista de las características del mortero de relleno, se deben considerar cuidadosamente su composición, su porosidad inicial y final, su permeabilidad, su presión de inyección y la presión que se mantiene después de la inyección.

Con la consolidación, la interface mortero-terreno pronto presenta cambios en sus características de contacto. Además, internamente a la capa de mortero surge una tercera interface límite, ahora entre el mortero consolidado y el mortero no consolidado. Su consideración es muy importante pues las características de tensión-deformación de las dos fases de mortero formadas son bastante distintas. Con el tiempo, la consolidación progresa desde la línea de contacto con el terreno hacia la línea de contacto con las dovelas. Por fin, toda la capa se presenta consolidada y el túnel alcanza una mayor estabilidad (véase la figura 2.4).

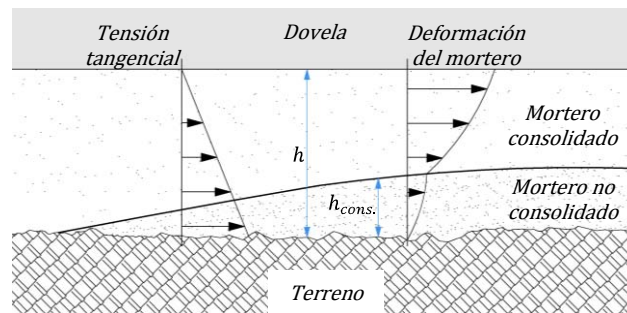


Figura 2.4 - Dibujo del mecanismo de consolidación del mortero de relleno

Al aplicar la teoría de los filtros se obtiene que la pendiente límite entre el mortero consolidado y el mortero no consolidado dada por la ecuación 2.1. En esta,  $q$  representa la velocidad de pérdida del agua de la mezcla,  $v_t$  representa la velocidad de avance de la tuneladora,  $n_i$  es la porosidad inicial del mortero y  $n_e$  es la porosidad del mortero ya consolidado <sup>(19)</sup>.

$$Pendiente = \frac{q}{v_t} \cdot \frac{1-n_i}{n_i-n_e} \quad [2.1]$$

A pesar de su gran importancia, no se puede decir que el mecanismo de consolidación es el único que contribuye para la estabilidad del túnel algunos metros detrás de la tuneladora. El mortero naturalmente presenta un fraguado gradual que también se refleja en un aumento de la estabilidad. Por lo tanto, aunque en algunas condiciones de contorno uno tenga importancia más destacada que el otro, el punto de estabilidad será función tanto del mecanismo de consolidación como del endurecimiento del material inyectado.

El citado punto de estabilidad fue bien caracterizado en mediciones hechas en el Sophia Railway Tunnel como se muestra en la figura 2.5. En ella, se representa el gradiente de presiones alrededor del anillo en función de la distancia del mismo con respecto a la tuneladora. El cero del eje de coordenadas corresponde al punto a partir del cual el gradiente vertical de presión se mantiene prácticamente constante. Se ha trazado una recta media a los resultados medidos a fin de facilitar su visualización.

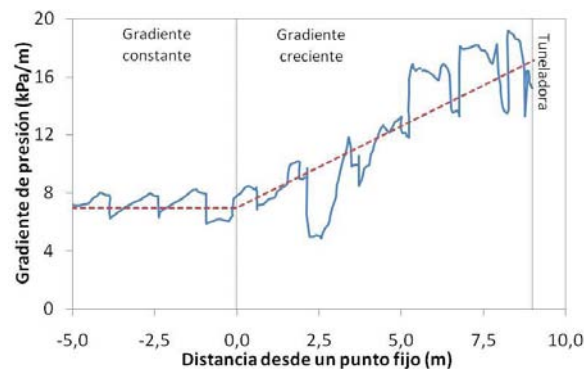


Figura 2.5 - Relación entre el gradiente vertical de presión y la distancia de la tuneladora

La variación verificada en el gradiente presenta periodicidad coincidente con la fase ejecutiva en que se encuentra el túnel. Así, cuando la tuneladora interrumpe la actividad de excavación para posicionar las dovelas, la tensión tangencial de contacto entre el mortero y el anillo puede movilizarse y, por ello, el gradiente de presión disminuye. Sin embargo, cuando la tuneladora inicia nuevamente la excavación, hay disminución de la capacidad de generar la tensión tangencial de contacto lo que produce un aumento en el gradiente de presión <sup>(38)</sup>. Ello queda todavía más evidente en la figura 2.6.

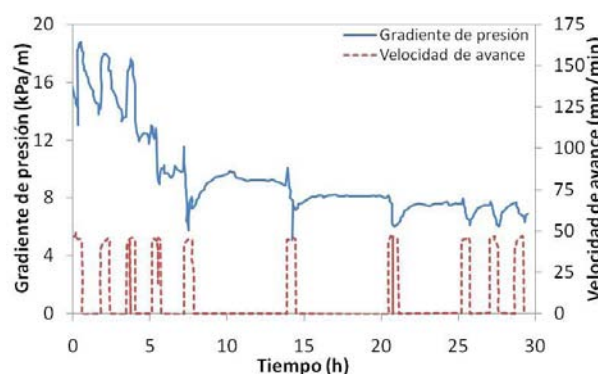


Figura 2.6 - Variación del gradiente de presión vertical y velocidad de excavación

En la citada figura se muestra la comparación entre el gradiente de presión y la velocidad de excavación para otro anillo del Sophia Railway Tunnel. Se nota que la disminución del gradiente de presiones verticales coincide, en todas las ocasiones, con los períodos de funcionamiento de la tuneladora.

### 2.3. Packers

Los packers son empleados en prácticamente la totalidad de los túneles construidos con dovelas prefabricadas de hormigón sirviendo de elemento de contacto en las juntas. Antes de empezar la descripción del estado del arte sobre estos materiales hay que definir los tipos de juntas encontrados en los túneles, tal como muestra la figura 1. En esa se observan dos tipos de juntas formadas tras la colocación de los segmentos prefabricados. Según la nomenclatura usada en el presente trabajo, las juntas longitudinales tienen dirección paralela al eje del túnel, o sea, son las juntas observadas entre las dovelas del mismo anillo. En cambio, las juntas radiales son ortogonales al eje del túnel estando entre dovelas de anillos adyacentes.

En ambos casos, el uso de los packers suele estar asociado a otros elementos de ligación como los pernos, los bulones y las conexiones macho-hembra. No obstante, como ya se ha mencionado los citados elementos de ligación presentan cierta holgura para facilitar el montaje del anillo de modo que sólo empiezan a funcionar estructuralmente a partir de un cierto desplazamiento de las dovelas. Así pues, se concluye que el desempeño estructural de las juntas antes del deslizamiento relativo depende esencialmente de los packers.

Además de la importancia estructural, los packers son responsables por distribuir las cargas en la superficie de contacto entre las dovelas sin generar concentraciones elevadas de tensión, excentricidad de carga y tensión tangencial nociva. Tal función es más crítica en el caso de las juntas radiales que reciben las cargas de avance de la tuneladora en la fase de construcción del túnel. Otra función de los packers es evitar que la carga sea transmitida a través de la zona de la pieza sin armadura, o sea, la zona de recubrimiento <sup>(39; 40; 11)</sup>.

#### 2.3.1. Tipos

La bibliografía consultada hace referencia a tres tipos principales de packers empleados en los túneles y clasificados según el material que les compone los cuales presentan características claramente distintas. La definición del tipo de packer a emplear es función del comportamiento estructural objetivado para la junta y de la manera según la cual se quiere transmitir los esfuerzos entre anillos.

En los packers bituminosos, la presión introducida por los gatos de avance hace con que el material se deforme considerablemente y se quede adherido a las superficies de las dovelas. Generalmente se emplean láminas delgadas que, en algunos casos, llegan a permitir el contacto directo entre el hormigón de las dovelas tras la compresión. Por consiguiente, las cargas son transmitidas prácticamente a través de toda la superficie de la junta que presenta un aumento de rigidez en el sentido del eje del túnel.

Empleados en la mayoría de los túneles, los packers de caucho suelen ser láminas a base de polietileno o poliuretano con rigidez y espesor superior a la de los packers bituminosos. Con esto, se pretende impedir el contacto directo entre el hormigón en las juntas. En este caso, la transmisión de carga entre anillos queda totalmente influenciada por la posición y la extensión de los packers. La rigidez en el sentido del eje del túnel también es inferior en las juntas con packer de lámina de caucho una vez que no hay adhesión entre el hormigón y el packer <sup>(11)</sup>.

En el Second Heinenoord Tunnel y en el Sophia Railway Tunnel fueron observados daños considerables en las dovelas a lo largo de la fase de construcción y empuje de los gatos de la tuneladora. Según ha apuntado Blom, la intensidad de estos daños fue reducida tras la sustitución del packer bituminoso por un contrachapado de madera. El mismo material también fue empleado con buenos resultados en el Botlek Railway Tunnel y en el Westerschelde Tunnel. En estos ejemplos, Blom considera que el contrachapado tiene comportamiento similar a los packers de lámina de caucho. Asimismo, según el mismo autor, el contrachapado de madera permite mejor control de las no uniformidades de las juntas radiales además de presentar mayor capacidad de transmitir tensiones tangenciales <sup>(6)</sup>.

No obstante, hay aspectos sobre la durabilidad de este material que todavía deben ser mejor estudiados. Hay que tener en cuenta que la madera, como cualquier material orgánico, presenta un proceso de deterioración natural que puede ser acelerada por el ambiente de elevada humedad del interior del túnel. Esa deterioración se refleja en una relajación de la carga normal transmitida por el packer, la cual debe ser considerada en los cálculos de las juntas entre dovelas <sup>(41)</sup>. Teniendo en cuenta el fenómeno de deterioración y sus consecuencias en cuanto al desempeño estructural del anillo, de Wall recomienda el uso de packers a base de materiales sintéticos en lugar de los contrachapados de madera <sup>(11)</sup>.

### ***2.3.2. Geometría y posición en la dovela***

El desempeño del packer también depende de su geometría y de su posición en la junta. En este ámbito, los parámetros determinantes son el espesor y la anchura del packer, la longitud recubierta de la junta y la excentricidad entre el centro del packer y el centro de la cara de hormigón.

El espesor del packer tiene que ser suficiente para corregir las irregularidades de la superficie del hormigón de las dovelas. Además de esto, este material debe presentar un espesor residual mínimo tras la deformación por efecto de carga aplicada a la junta. Ante la ausencia de normativas que determine ese valor, van der Horst recomienda el espesor residual mínimo de 0,6 mm, un valor que no tiene cualquier relación con las tolerancias de las dovelas. Para evitar el contacto directo entre el hormigón, el autor recomienda que los packers tengan un espesor mayor que 1,0 mm. Cabe señalar que la influencia del espesor residual sobre el comportamiento de la junta todavía no está totalmente estudiada <sup>(11)</sup>.

Asimismo el desempeño de los gasket y la estanqueidad de la junta están influenciados por el espacio que queda entre las dovelas frente a una situación de carga, lo que está influenciado tanto por el espesor inicial como por la rigidez del packer. En base a ello, el diseño de los packers y de los gasket debe realizarse de manera conjunta teniendo en cuenta la deformación mínima de ambos cara a garantizar la estanqueidad de la junta <sup>(40)</sup>.

De acuerdo con ensayos realizados en grande escala, se recomienda que la anchura de los packers sea entre 45% y 50% de la anchura de la junta. Al emplear láminas más anchas se plantearía el riesgo de transmitir cargas a través de la zona de recubrimiento de la dovela, el cual no presenta armadura pasiva. Con ello, esta zona puede presentar fisuras incluso para bajo niveles de carga aplicada. Por el contrario, si el packer es más estrecho que el valor recomendado, la concentración de tensiones puede ser elevada a punto de producir una rotura por efecto de agrietamiento (bursting effect).

De manera análoga, la longitud total de la junta recubierta por el packer debe ser diseñado a fin de evitar concentraciones de tensión incompatibles con la capacidad resistente de la dovela. La distribución de las láminas de packer en el perímetro del anillo debe ser realizada de modo a evitar situaciones de contacto desfavorables frente al giro relativo dado en la instalación de las dovelas de anillos adyacentes.

Es sabido que la posición de los gaskets generalmente obliga a una instalación excéntrica del packer en la junta. Frente a esto, se recomienda que el centro del packer se encuentre lo más cerca posible del centro del segmento cara a evitar la aparición de una excentricidad adicional en las cargas transmitidas. En todo caso, la excentricidad debe ser considerada en el diseño de la armadura de las dovela una vez que puede dar lugar a algunos planos de corte preferenciales en la junta <sup>(40)</sup>.

### 2.3.3. Campañas experimentales externas

Para determinar el comportamiento estructural de las juntas, de Waal realizó una campaña experimental con varios tipos packers. El ensayo propuesto consiste de tres bloques cúbicos de hormigón con 150mm de lado, los cuales son horizontalmente yuxtapuestos. Entre los bloques se coloca el packer con 2,0mm de espesor y 120mm<sup>2</sup> de área. Se muestra en la figura 2.7 la configuración y el procedimiento de ensayo.

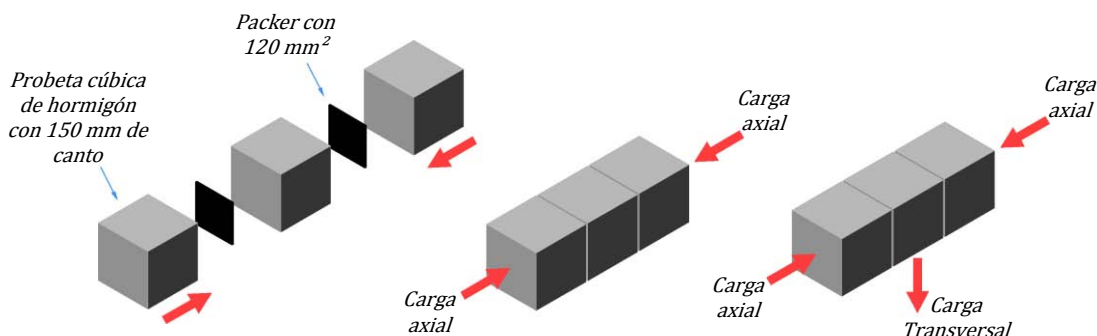


Figura 2.7 – Configuración y procedimiento de ensayo propuesto por de Wall

Una vez realizado el montaje, se aplica a través de un pretensado exterior la carga normal constante perpendicularmente a la superficie de los packers. Luego se aplica la carga transversal por medio de un pretensado en el bloque central. El control de ensayo se hace por la velocidad de desplazamiento del bloque central la cual se mantiene en 0,006mm/s.

En dicha campaña experimental fueron ensayados packers de polietileno, de poliuretano, de contrachapado de madera además del contacto directo entre los bloques de hormigón. Cada packer fue ensayado a tres niveles de carga normal equivalentes a las tensiones de compresión de 5, 10 y 20MPa. En la figura 2.8 se muestran los resultados de los ensayos realizados por de Wall para las cuatro situaciones de contacto y los 3 niveles de carga. En el eje de las abscisas se muestra el desplazamiento del bloque central en milímetros mientras que en el eje de las ordenadas se tiene la fuerza transversal en kN aplicada al mismo bloque.

En estos gráficos se observa que la tendencia de comportamiento es similar en prácticamente todas las pruebas realizadas. Así, para pequeños desplazamientos del bloque central hay un aumento acentuado de la carga transversal hasta la carga límite resistido por la junta. A partir de este punto, se constata una bajada en la carga transversal la cual viene acompañada del aumento del desplazamiento del bloque central.

La lámina de polietileno presenta un comportamiento diferente de los demás packers, algo observado de manera más clara en la prueba con tensión normal de 20MPa. En esta se verifica que, tras el primer pico de la carga transversal, hay un bajón en la misma y el consecuente aumento en el desplazamiento del bloque central. Una vez que el desplazamiento medido alcanza aproximadamente 2,5mm, la carga transversal vuelve a aumentar presentando valores que superan incluso el máximo resistido en el pico anterior. Cabe señalar que la carga transversal máxima alcanzada en los ensayos con los packers de poliuretano y con los contrachapados de madera está próxima de lo observado para el contacto directo entre hormigón. Asimismo, en todos los packers se observa un comportamiento ligeramente plástico poco antes de un desplazamiento importante del bloque central.



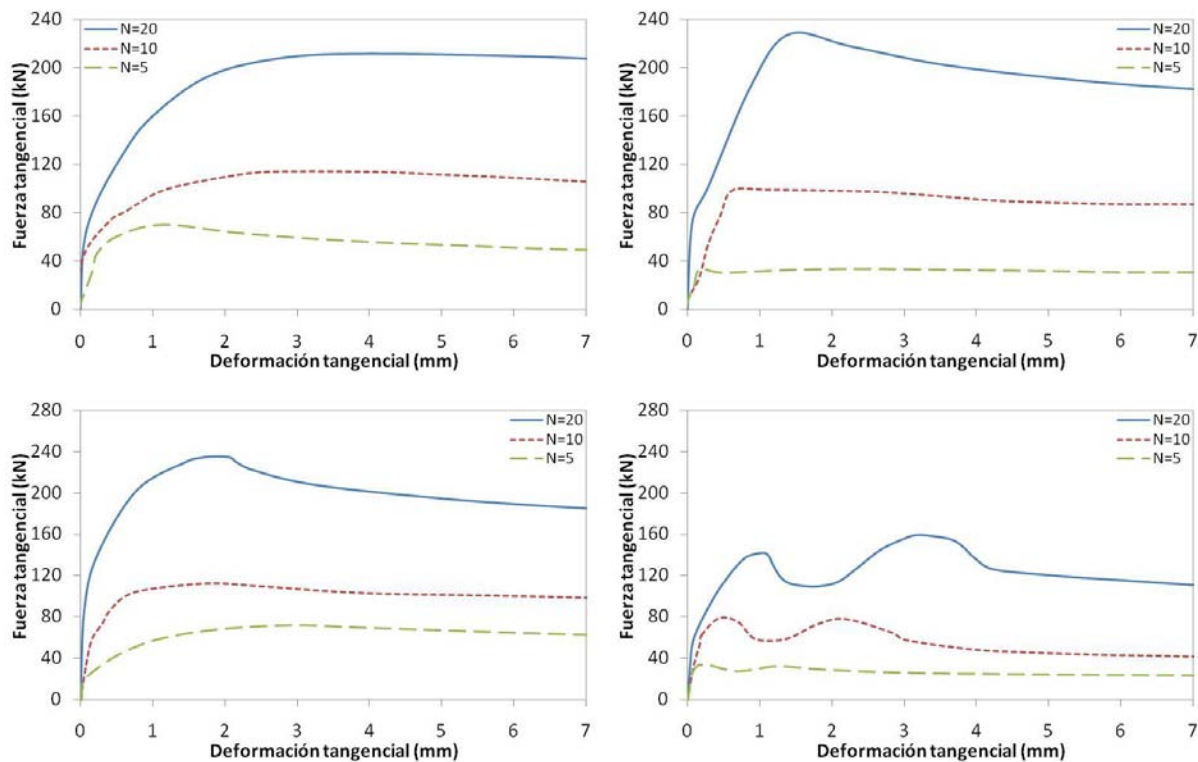


Figura 2.8 – Resultado de ensayos realizados por de Wall con: a) contrachapado de madera; b) contacto directo de los bloques; c) lámina de poliuretano y d) lámina de polietileno <sup>(11)</sup>

Otro aspecto estudiado por de Wall fue la importancia del adhesivo empleado para pegar el packer a la dovela. Este estudio fue realizado para el packer de polietileno para cargas equivalentes a tensión normal de 10 y 20 Mpa según el mismo procedimiento de ensayo descrito con anterioridad. Se muestra en la figura 2.9 los gráficos del desplazamiento del bloque central en función de la fuerza transversal empleada para la situación sin adhesivo (izquierda) y para la situación con adhesivo (derecha).

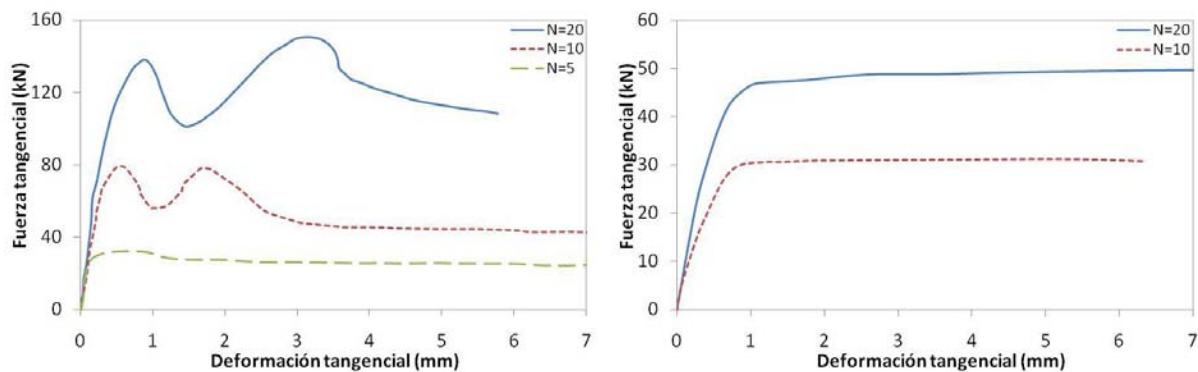


Figura 2.9 – Comparación entre resultados de ensayos realizados sin adhesivo (izquierda) y con adhesivo (derecha) <sup>(11)</sup>

En la misma figura se observa que el adhesivo empleado por de Wall produce una gran disminución de la capacidad resistente de la junta. La explicación para tanta diferencia es que el fallo de la junta con adhesivo se produce en la interface hormigón-adhesivo, la cual debe ser menos resistente que la interface hormigón-pack. Ello pone de manifiesto la importancia de definir bien las características mecánicas y el espesor de la capa de adhesivo empleada.

Además de los ensayos de corta duración, de Wall también realizó ensayos de larga duración a carga normal y transversal constante. Los resultados de estas pruebas indican un incremento en el desplazamiento con el paso del tiempo. Por consiguiente, tiene lugar una relajación del packer y la redistribución de los esfuerzos internos que pasan a ser menores <sup>(11)</sup>.

La determinación del coeficiente de rozamiento estático para cada packer se hace en base a la tensión normal y la tensión transversal máxima como muestra la figura 2.10. La tensión normal calculada a partir de la división de la carga normal por el área del packer ensayado se representa en el eje de las abscisas, mientras que la tensión tangencial calculada por la división de la carga tangencial máxima por el área del packer se muestra en el eje de las ordenadas.

El coeficiente de rozamiento mostrado en el gráfico es igual a la pendiente de la regresión lineal realizada para los resultados de los ensayos de cada packer para los diferentes escalones de tensión normal. Cabe señalar que la regresión lineal empleada no tiene su origen coincidente con el origen como sería corriente en una situación de rozamiento sencillo. Debido a ello, aunque la carga máxima resistida por los packers sea similar (véase figura 2.8), el coeficiente de rozamiento obtenido es bastante distinto.

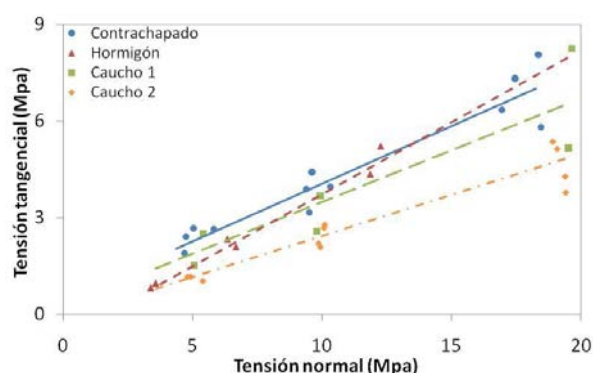


Figura 2.10 – Coeficiente de rozamiento determinado a partir de los resultados de los ensayos <sup>(11)</sup>

Otra campaña experimental bastante completa sobre los packers fue realizada en los laboratorios del centro de investigación STUVA por ocasión de la construcción del 4th Elbtunnel Hamburg <sup>(9)</sup>. En esa campaña fue estudiado el comportamiento tanto frente a sollicitaciones normales como frente a sollicitaciones compuestas con componentes normal y tangencial.

Para el ensayo a sollicitación normal fueron usados tres bloques de hormigón con dimensión  $1000 \times 1000 \times 700 \text{ mm}^3$  yuxtapuestos horizontalmente. En cada interface de contacto entre los bloques fueron pegados dos packers del tipo lámina de caucho con las dimensiones  $300 \times 150 \times 3,2 \text{ mm}^3$  separadas entre sí por 350mm. Tanto antes como después del ensayo el espesor del packer fue medido aleatoriamente en 40 puntos. La deformación de cada packer a lo largo del ensayo fue medida con 4 sensores de desplazamiento con una precisión de  $\pm 0,1 \text{ mm}$ .

El procedimiento de ensayo consiste en cargar normalmente los bloques hasta una carga de 3000 kN, la cual equivale a una tensión de 34 MPa. Luego, la carga fue reducida a 400kN, nuevamente aumentada a 3000kN y entonces reducida a 0 kN. La velocidad de puesta en carga y de descarga fue de 20 kN/min. Al final de la primera rampa de compresión hasta 3000kN el packer se había deformado aproximadamente 1,2mm. Después de terminado el ensayo se observó una deformación residual de aproximadamente 0,6mm. Infelizmente no ha sido posible encontrar en la literatura más informaciones sobre los resultados de esta campaña experimental.

Para el ensayo de las sollicitaciones con componentes normal y tangencial fueron empleados dos bloques extremos de hormigón armado con  $1200 \times 1000 \times 700 \text{ mm}^3$  y un bloque central de hormigón armado con  $1000 \times 1000 \times 700 \text{ mm}^3$ . Estos bloques son yuxtapuestos horizontalmente y, entre ellos, se coloca el packer con dimensiones  $300 \times 150 \times 3,2 \text{ mm}^3$ . A fin de garantizar el montaje centrado de los bloques se emplea la junta del tipo macho-hembra mostrado en la figura 2.11. En esa figura se observa que inicialmente el bloque central se encuentra desplazado con respecto a los bloques extremos. Tal desplazamiento,

pretende dar más longitud de recorrido al bloque central alargando el tiempo de ensayo. El movimiento vertical del bloque central es medido con sensores de desplazamiento instalados en el mismo.

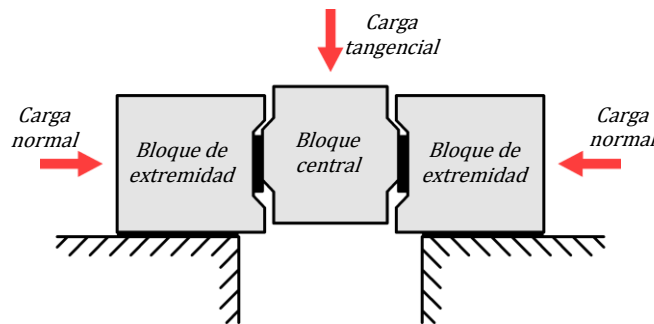


Figura 2.11 - Configuración del ensayo realizado por STUVA <sup>(42)</sup>

El procedimiento de ensayo consiste en la aplicación de la carga normal cortante seguida de la aplicación progresiva de la carga transversal hasta la rotura de la junta. En total fueron realizados 4 ensayos siendo un con carga normal de 200kN, un con carga normal de 500 kN y 2 con una carga normal de 800 kN.

Los resultados de esos ensayos son mostrados en la tabla 2.3 en la cual se observa que hay una relación prácticamente lineal entre la carga normal y la carga transversal. Tal constatación queda todavía más evidente con la comparación entre los coeficientes de rozamientos calculados para las distintas cargas normales <sup>(42)</sup>. Estos se encuentran bastante cerca de lo que fue observado en la campaña experimental descrita por de Wall para el packer de polietileno.

Tabla 2.3 – Resultados de las pruebas realizadas por STUVA

Prueba	Carga Normal (45)	Carga Transversal (45)	Coefficiente de Rozamiento
SR1	200	58,6	0,293
SR2	500	128,0	0,256
SR3	800	203,0	0,254
SR4	800	200,4	0,251

Un estudio similar a los dos anteriores fue realizado por van Empel que también consideró diversos materiales empleados en las juntas entre dovelas. Los valores de coeficiente de rozamiento recomendados por el autor se encuentran en la tabla 2.4 clasificados según el tipo de material del packer <sup>(41)</sup>.

El coeficiente recomendado por van Empel para el contrachapado de madera es superior al obtenido en la campaña experimental descrita por de Wall. En cambio, el coeficiente de rozamiento del contacto hormigón con hormigón recomendado por van Empel está ligeramente por debajo del encontrado en la campaña experimental descrita por de Wall.

Tabla 2.4 - Coeficientes de rozamiento recomendados por van Empel

Material	Coefficiente de Rozamiento
Contrachapado de Madera	0,40
Lámina Bituminosa	0,37
Hormigón con hormigón	0,40

De manera general, los diferentes autores citados concluyen que el packer presenta un comportamiento que sigue el rozamiento sencillo, es decir, que la tensión tangencial límite resistido por el packer es directamente proporcional a la tensión normal. Al analizar más a fondo los resultados de las campañas experimentales se observa una pequeña plastificación poco antes de la rotura de la junta para las cargas normales de 5, 10 y 20MPa. (Véase figura 2.8) Puesto que en una situación de rozamiento sencillo en la

interface hormigón-packer sólo hay tensiones tangenciales por contacto, la plastificación observada debe ocurrir obligatoriamente en el packer.

Sin embargo, se nota que en los distintos escalones de tensión normal la plastificación empieza a cargas tangenciales considerablemente distintas. Ello invalida la hipótesis de que la plastificación está restringida al packer ya que, en este caso, la misma empezaría a cargas tangenciales similares y cercanas a la tensión de plastificación del material. Así pues, el fenómeno observado debe manifestarse en la interface hormigón-packer en función de la tensión normal, lo que indica la existencia un efecto de adhesión entre las dos superficies.

Dicho efecto representaría una componente que actúa en paralelo a la tensión tangencial debido al contacto. En este caso, el comportamiento de la junta no dependería solamente de la tensión tangencial debido al contacto. En otras palabras, se invalidaría la idea de que la junta con packer tiene un comportamiento que sigue únicamente la ley del rozamiento sencillo.

Esta nueva hipótesis, que tiene una lógica bastante coherente, va totalmente en contra a las conclusiones sacadas en los estudios anteriores. La verificación de la misma queda pendiente de la realización de nuevas campañas experimentales para ahondar en el tema ya que los datos experimentales actualmente disponibles no son suficientes.

#### **2.3.4. Modelos para el comportamiento del packer en la junta**

La clara importancia de los packers debería apuntar hacia la contemplación precisa de sus propiedades mecánicas en los modelos de análisis estructural. Sin embargo, las propiedades de estos materiales no son consideradas adecuadamente en una buena parcela de los análisis estructurales de las juntas, ni tampoco en el estudio del comportamiento del anillo o del conjunto de anillos <sup>(5)</sup>.

La formulación simplificada generalmente empleada en los análisis estructurales se basa en el gráfico de momento flector y tensión normal obtenido para un anillo sin juntas y con una rigidez media. El efecto de las juntas es introducido a través de un factor de corrección aplicado a estos gráficos <sup>(43)</sup>. Aunque fuera posible emplear un factor de corrección distinto para cada tipo de packer, la introducción de un factor compatible con las características del material es bastante compleja y tiene poco sentido físico ya que incide directamente sobre el gráfico de esfuerzos.

En modelos alternativos, el efecto de la presencia de los packers en la junta se considera mediante un factor de reducción local del módulo de elasticidad del hormigón <sup>(11; 14; 13)</sup>. De manera análoga, en otros se simula el comportamiento de las juntas a través de algunos muelles cuya rigidez debe ser equivalente a la rigidez media de la misma <sup>(6; 9)</sup>. No obstante, todos estos modelos también presentan algún tipo de inconveniente. Por un lado, limitan la consideración en separado de los diferentes elementos de las juntas conduciendo a la deducción de un factor de reducción o una rigidez global para la misma. Por otro lado, una vez que la rigidez de la junta es función de la tensión normal <sup>(44)</sup>, sería necesario considerar factores de reducción o rigideces en función el nivel de compresión existente.

La representación del comportamiento de los packers suele ser mejor detallada en los programas de análisis estructural con elementos finitos. En estos generalmente se representa el contacto a través de elementos de interface compuestos por muelles normales y transversales a la superficie de la junta. Los muelles normales presentan un comportamiento elástico lineal sólo activo en situación de compresión. Asociado a esta compresión, hay un conjunto de elementos de rozamiento transversal que representan la transmisión de los esfuerzos tangenciales a través de los packers. Estos elementos tienen un comportamiento que sigue la ley del rozamiento sencillo permitiendo la definición de un coeficiente de rozamiento estático. Sin embargo, usualmente no se considera la correspondiente deformación transversal del packer.

En los modelos de elementos finitos propuestos por Blom para el Second Heinenoord Tunnel, el Botlek Railway Tunnel, el Sophia Railway Tunnel y el Westerschelde Tunnel los packer son considerados solamente desde un punto de vista de la tensión tangencial transmitida en las juntas radiales <sup>(6)</sup>. En los modelos de análisis estructurales propuestos por Blom para el Green Heart Tunnel, cada packer de la

junta radial fue representado por cuatro muelles normales y cuatro elementos transversales de rozamiento <sup>(5)</sup>.

Aunque más representativos, estos últimos también presentan algunos inconvenientes como: el de considerar un comportamiento elástico lineal a compresión cuando el packer puede presentar cierta plastificación además de no tener en cuenta la deformación transversal. La evaluación del grado de importancia de estas aproximaciones queda pendiente de la determinación de las reales propiedades de los packers. En base a estas se podría comparar el desempeño estructural calculado con y sin dichas aproximaciones.

Ante los resultados obtenidos en las campañas experimentales descritas en la literatura, se ha propuesto que el comportamiento del packer solicitado por una componente normal y otra componente transversal puede ser descrito a través de la ley de rozamiento sencillo. La relación entre la tensión normal  $\sigma$  y el valor límite de la tensión transversal resistida  $\tau_{lim}$  es linealmente proporcional a un coeficiente de rozamiento  $\mu$  como muestra la ecuación abajo.

$$\tau_{lim} = \mu \cdot \sigma \quad [2.2]$$

De acuerdo con esta ley, la interface packer-hormigón tiene capacidad de resistir a una tensión tangencial hasta un cierto valor límite, el cual es función de la tensión normal aplicada al material. Sin embargo, en el caso de confirmarse la hipótesis descrita en el apartado anterior, sería necesario reevaluar esta consideración sobre comportamiento de las juntas frente a esfuerzos tangenciales.

### **2.3.5. Influencia del packer en el comportamiento del túnel**

El empleo de los packers en los túneles puede seguir dos filosofías de diseño que responden a comportamientos estructurales bastantes distintos tanto en etapa de construcción como en etapa de servicio. Según una de esas filosofías, las juntas (principalmente las radiales) se componen con packers con baja capacidad de movilizar esfuerzos transversales como es el caso de las láminas de poliuretano, las láminas de polietileno, los contrachapados de madera y los packers bituminosos con espesor suficiente para evitar el contacto directo. En cambio, la segunda filosofía de diseño da preferencia al uso de packers con elevada capacidad de transmisión de esfuerzos transversales como se verifica en los packers bituminosos delgados.

A continuación se describen las diferencias existentes entre las dos filosofías en función de la etapa en que se encuentra el anillo.

#### **2.3.5.1. Fase de servicio**

En la etapa de servicio, las cargas que actúan en el anillo prácticamente han alcanzado la estabilidad. No obstante, a pesar de la estabilidad en una misma sección transversal, las cargas todavía presentan una variación a lo largo del eje del túnel. En este contexto, la junta con mayor capacidad de movilizar tensiones transversales posibilita la redistribución de las cargas de los anillos más cargados. Así pues, los esfuerzos internos máximos en las dovelas también se reducen en consecuencia del comportamiento conjunto del túnel.

Al contrario, en juntas con baja capacidad de movilizar tensiones transversales hay un movimiento relativo entre los anillos una vez superada la capacidad límite resistida por la junta. Con ello, la carga aplicada no se redistribuye a los anillos adyacentes debiendo ser resistida casi en su totalidad por el anillo que la recibe. Por consiguiente, cuando sujetos a la misma condición de cargas, el anillo con estas juntas presenta mayores esfuerzos internos que un anillo que sigue la filosofía descrita en el párrafo anterior.

Sin embargo, la diferencia de nivel de carga aplicada a anillos adyacentes en la etapa de servicio suele ser menor que las observadas en la etapa de construcción, la cual pasa a ser la etapa crítica desde un punto de vista de la sollicitación impuesta a la junta.

### 2.3.5.2. Fase de construcción

Las cargas impuestas al anillo en esta fase varían considerablemente con el avance de la excavación en función de la etapa constructiva en que éste se encuentra y del grado de consolidación del mortero. Ello se pone en evidencia en la figura 2.12 la cual muestra una representación simplificada de las cargas en el plano radial del túnel. En ella se observa que a lo largo de la fase de construcción, el anillo pasa por tres zonas antes de alcanzar la estabilidad de la fase de servicio.

En la zona de montaje, que generalmente cubre un o dos anillos, se realizan los trabajos de colocación y conexión de las dovelas. Las cargas que actúan en el anillo se restringen básicamente al peso propio de la estructura y a las propias cargas de montaje. Con el avance de la tuneladora por acción de los gatos de empuje, el anillo alcanza la zona de los cepillos, la cual presenta grasa sobre presión para evitar la entrada de materiales en la tuneladora. La presión de la grasa actúa directamente sobre el trasdós de las dovelas y representa una carga adicional respecto a la carga de la zona de montaje.

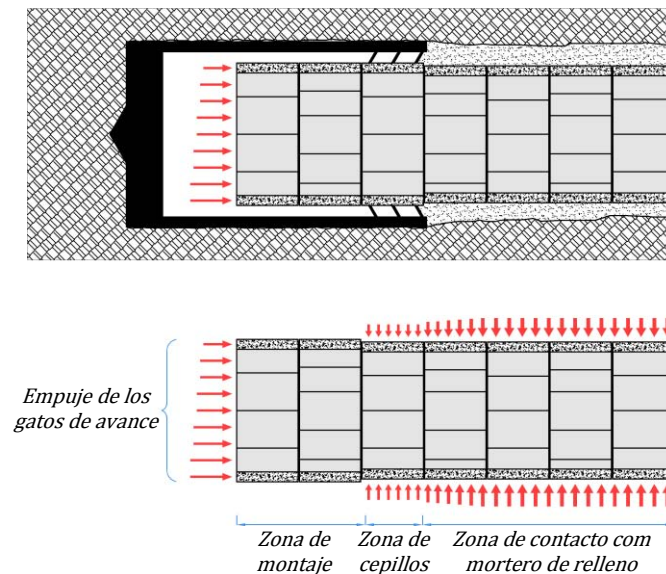


Figura 2.12 – Vista esquemática de las cargas alrededor del anillo en la fase de construcción

Tras un nuevo avance de la tuneladora, el anillo deja los cepillos y la cola del escudo. Si la tuneladora trabaja en modo cerrado, se realiza la inyección de mortero de relleno sobre presión a fin de disminuir las deformaciones del terreno. Como consecuencia, el anillo recibe la carga del mortero, la cual presenta una variación hasta la consolidación del mismo, algunos metros detrás de la tuneladora. La carga actuante en el anillo en la zona de contacto con el mortero de relleno suele ser superior a la carga actuante en la zona de los cepillos <sup>(45; 46)</sup>.

La sollicitación crítica a las juntas ocurre cuando anillos adyacentes reciben niveles muy dispares de carga. Por lo tanto, las juntas más sollicitadas se encuentran entre el anillo que está en la zona de montaje y el anillo que está en la zona de los cepillos, o bien, la junta entre el anillo en la zona de los cepillos y aquél en la zona de contacto con el mortero de relleno.

En teoría, una junta con mayor capacidad de movilizar tensiones transversales permite una redistribución de los esfuerzos internos, los cuales serían menores que los observados en una junta con baja capacidad de movilizar tensiones transversales. En esa última, los anillos tienen un comportamiento estructural prácticamente independiente ya que el esfuerzo máximo transmitido por la junta es bajo. Como consecuencia, se observa un desplazamiento relativo entre anillos adyacentes a lo largo de la construcción. Tal desplazamiento relativo se reduce o prácticamente desaparece conforme los anillos se alejan de la tuneladora y la diferencia en las cargas impuestas a cada uno se reduce.

No obstante, se considera que una junta con elevada capacidad de movilizar esfuerzos transversales tiene más probabilidad de generar defectos constructivos debido a concentraciones locales de tensión. Cara a la



reducción de esos defectos, se recomienda el uso de packers con bajo coeficiente de rozamiento en las juntas entre anillos <sup>(11)</sup>.

## 2.4. Tolerancias, deficiencias de contacto y daños estructurales

### 2.4.1. Daño estructural de las dovelas

Durante la construcción del túnel, diversos aspectos actúan conjuntamente para componer la configuración final observada en la realidad. Especialmente en túneles formados pela yuxtaposición de segmentos independiente, estas variaciones pueden afectar la situación final de contacto el cual no suele ser perfecto, incluso en los mejores procesos de fabricación de las dovelas y de montaje del anillo.

Ordinariamente la imperfección producida en la práctica es demasiado pequeña para ser observada a simple vista. Aún así, su influencia sobre el comportamiento estructural del túnel puede ser de grande relevancia llevando a una peligrosa combinación de condiciones de apoyo desfavorables bajo elevado nivel de carga.

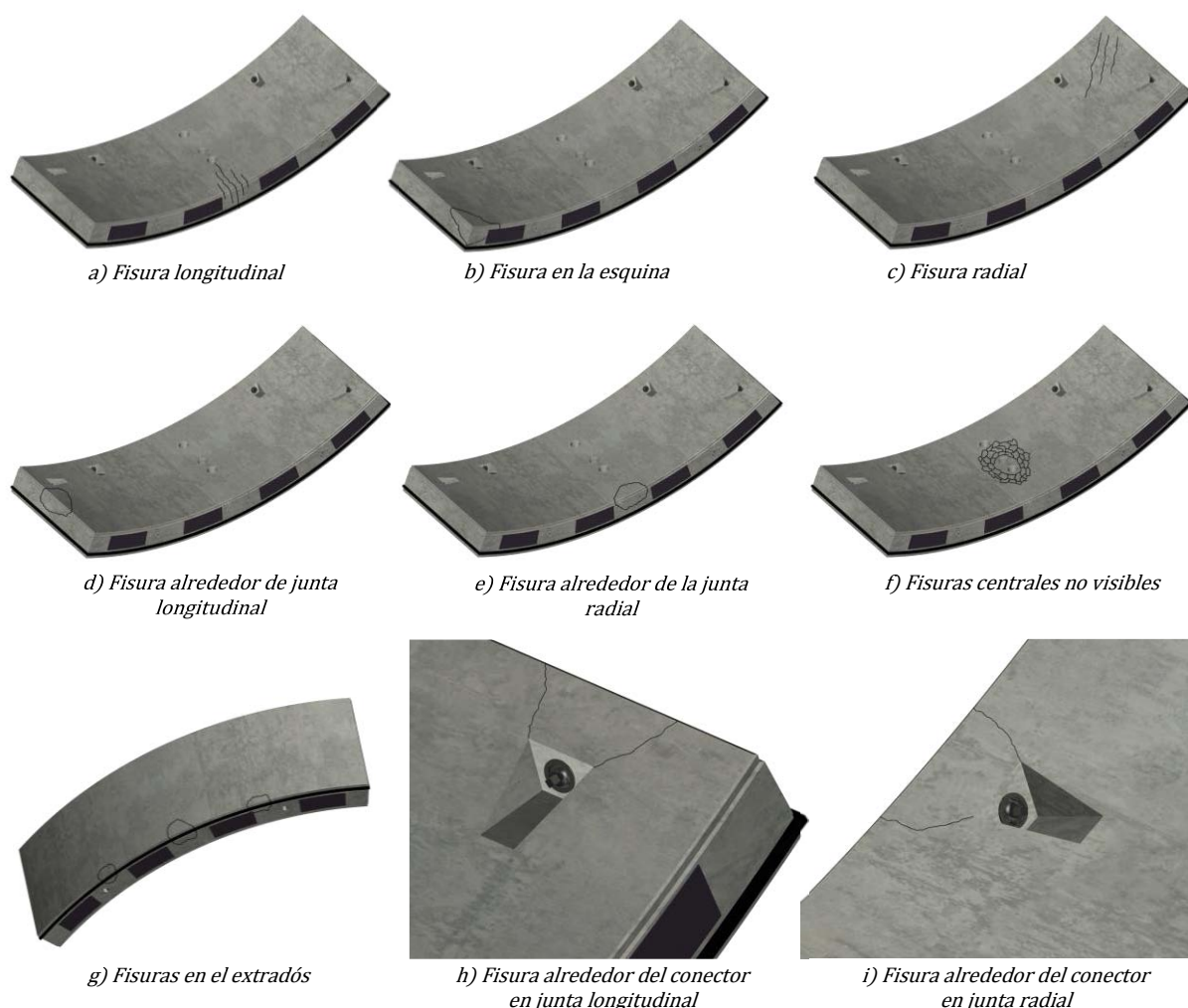


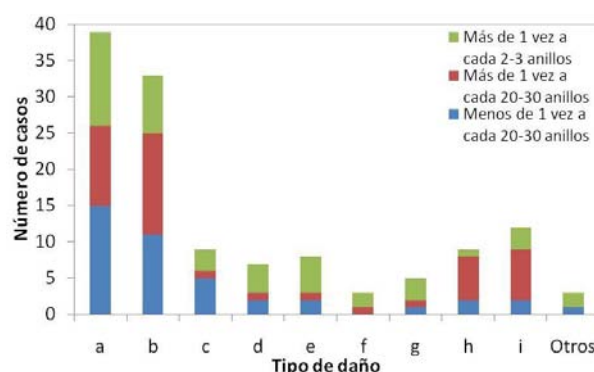
Figura 2.13 – Categorías de daños

A fin de entender la real importancia de este mecanismo durante e después de la fase de construcción, se debe tener en cuenta su producto más frecuente, o sea, el daño estructural de las dovelas. De hecho,

muchos de los daños apreciados en la práctica presentan una aparente relación con por lo menos un tipo de imperfección debido al proceso de fabricación o de montaje. En este contexto, el análisis detallado de dichos daños es una importante fuente de información, no solo para determinar los tipos de imperfecciones nocivas, pero también para determinar las más críticas y frecuentes.

Teniendo esto en cuenta, la Sociedad Japonesa de los Ingenieros Civiles (JSCE) organizó un comité técnico para evaluar la severidad y la frecuencia de los daños producidos durante la construcción de diversos túneles. El estudio consistió de un cuestionario de reconocimiento aplicado en 50 obras de responsabilidad de 15 grandes constructoras. Los daños fueron clasificados en 13 categorías de acuerdo con la experiencia general siendo los más frecuentes de ellos presentados en la figura 2.13.

La figura 2.14 muestra la frecuencia con la que los daños estructurales son apreciados durante la fase de construcción del túnel. Cabe señalar que las letras presentadas en el eje x son equivalentes a los daños listados en la figura 2.13. El análisis de estos datos pone de manifiesto que las fisuras longitudinales (categoría a) y en las esquinas (categoría b) son las más comunes para todos los rangos de frecuencia considerados. Los mecanismos de formación de estas fisuras han sido extensamente descritos por otros autores. En ambos casos, la causa principal parece ser el apoyo desigual o deficiente entre dovelas.



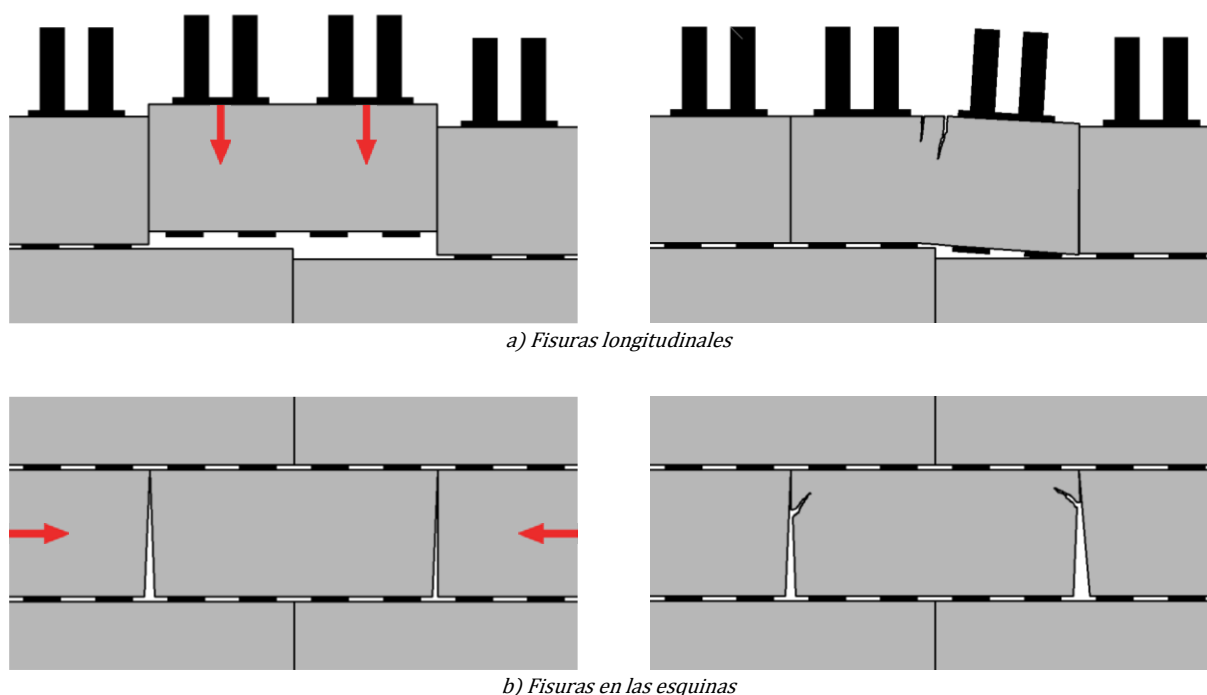
*Figura 2.14 – Frecuencia de daños estructurales durante la construcción del túnel*

Las fisuras longitudinales aparecen generalmente en segmentos en contacto simultáneamente con dos dovelas del anillo anterior. Como se puede apreciar en la figura 2.15.a, éstos segmentos presentan una diferencia en su posición ideal caracterizando un resalto paralelo al eje del túnel. Frente a esto, la dovela recién instalada se apoya longitudinalmente en una superficie imperfecta que genera una condición de apoyo parcial. Conforme las cargas de los gatos de avance son aplicadas, la nueva dovela se comporta básicamente como una viga de gran canto presentando fisuras cerca de la zona central del elemento.

Por otro lado, las fisuras en las esquinas resultan generalmente o bien del manejo impropio de la dovela durante el montaje del anillo, o bien de deficiencias de contacto en las juntas longitudinales. En el primer caso, las dovelas son posicionadas de manera descuidada haciendo con que una de sus esquinas choque contra los elementos adyacentes y generando así fisuras debido al impacto. En el segundo caso, el contacto entre segmentos adyacentes ya instalados se realiza en un área reducida de la junta longitudinal generalmente cerca de las esquinas. La carga aplicada en el extradós produce una concentración de tensiones en estas zonas pudiendo dar lugar a fisuras tal y como muestra la figura 2.15.b.

Parece evidente que las fisuras longitudinales están relacionadas con deficiencias de contacto en las juntas radiales, mientras que las fisuras en esquinas dependen de las deficiencias de contacto en las juntas longitudinales. Aparte, es razonable suponer que al menos parte de estas deficiencias de contacto tienen relación con las tolerancias de fabricación y montaje.





*Figura 2.15 – Mecanismo de formación de a) fisuras longitudinales y b) fisuras en las esquinas*

En este sentido, es importante determinar las tolerancias con más probabilidad de dar lugar a fisuras y, en un paso siguiente, establecer como éstas generan las deficiencias de contacto. En base a los resultados de este estudio, la influencia de las deficiencias de contacto sobre el comportamiento estructural del túnel y la probabilidad de formación de los daños estructurales pueden ser analizados.

#### **2.4.2. Tolerancias de fabricación**

Generalmente, el diseño del anillo empleado es seguido por la especificación de tolerancias dimensionales. El valor adoptado debe representar una variación límite admisible en la forma o en la dimensión de la dovela que no afecta significativamente su desempeño en servicio, el proceso constructivo y la seguridad estructural. En la práctica, se recomienda especificar tolerancia tan grande como posible una vez que valores más rigurosos son difíciles de conseguir implicando en mayores costes. Aparte, el uso de tolerancias demasiado estrictas puede en algunas situaciones dificultar el proceso de montaje del anillo. Los principales tipos de tolerancias especificados en los proyectos son presentados en la figura 2.16.

Parte de estas tolerancias pretenden asegurar la calidad y la productividad del proceso constructivo (posición del agujero para tornillo y radio interno) al paso que otras garantizan la estanqueidad (anchura y profundidad del surco del gasket). Por el contrario, algunas de las variaciones mostradas en la figura 2.16 presentan una relación clara con el comportamiento estructural del túnel. La tolerancia en la anchura de la dovela y la desviación angular de las juntas longitudinales son dos ejemplos claros.

A pesar de ello, no se encontró en la literatura ningún método aplicado directamente a la estimación de la máxima tolerancia de las dovelas. De hecho, muchos de los valores generalmente recomendados son producto de experiencias previas o adaptaciones de normas aplicadas a otros tipos de estructuras. A consecuencia de esto, se observa una amplia variación entre los valores límites establecidos en diferentes recomendaciones.

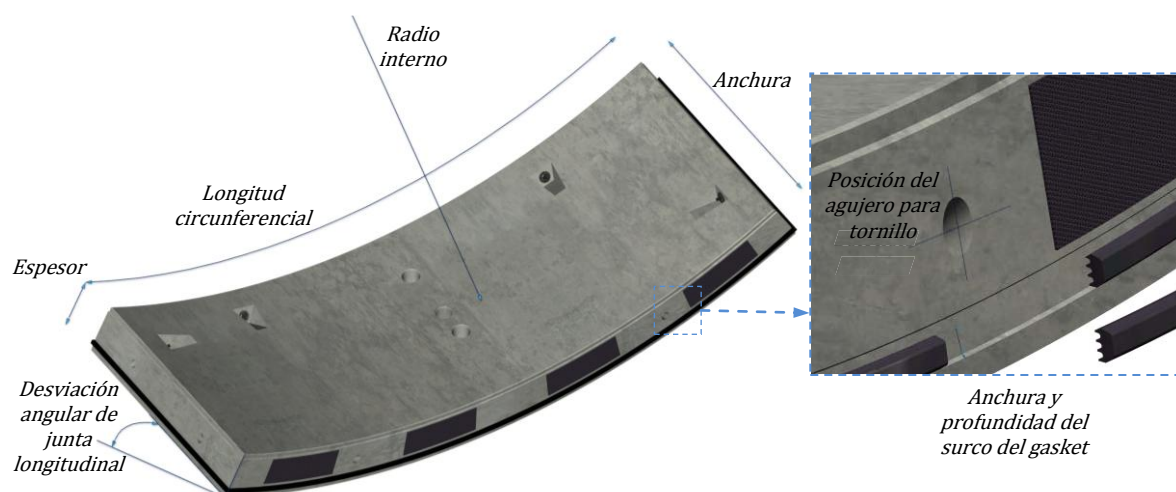


Figura 2.16 – Tolerancias comúnmente especificadas en los proyectos

Ello queda evidente en la tabla 2.5 en la cual se pueden ver las tolerancias recomendadas por diferentes autores para la fabricación de las dovelas. Por ejemplo, en el caso de la tolerancia en la anchura, los valores encontrados varían entre  $\pm 0,3\text{ mm}$  y  $\pm 1,6\text{ mm}$ . Está claro que ambos límites no satisfacen a los mismos requerimientos y tampoco suponen los mismos gastos con moldes que, de acuerdo con algunos estudios, aumenta exponencialmente con la reducción de las tolerancias.

Por lo tanto, es necesario evaluar el papel de estas diferencias con respecto al comportamiento estructural del túnel en vías de aumentar de manera racional y con seguridad los valores límites establecidos para las mismas. Con ello, se pueden derivar recomendaciones generales razonables las cuales deben ser contrastadas con las ya existentes.

Tabla 2.5 – Tolerancias recomendadas por diversos autores

	Gomez, (2005) <sup>(47)</sup>	Duab, (2001) <sup>(48)</sup>	Brux, (1998) <sup>(49)</sup>	Toan, (2006) <sup>(50)</sup>	Clarke- Hackston, (2006) <sup>(51)</sup>
Anchura (mm)	$\pm 1,6$	$\pm 0,6$	$\pm 0,3$	$\pm 1$	$\pm 1$
Desviación angular de la junta longitudinal ( $^{\circ}$ )	$\pm 0,05$	$\pm 0,04$	$\pm 0,04$		$\pm 0,03$
Espesor (mm)	$\pm 6,4$	$\pm 3$	$\pm 2$	$+3;0$	$+3;-1$
Longitud circunferencial (mm)	$\pm 3,2$	$\pm 0,8$	$\pm 0,6$	$\pm 1$	$+3;0$
Radio interno (mm)	$\pm 3,2$		$\pm 1,5$	$\pm 2$	$+0,15\%;0$
Planeidad de la junta radial (mm)	$\pm 0,08$	$\pm 0,5$	$\pm 1$	$\pm 1$	$\pm 0,5$
Planeidad de la junta longitudinal (mm)	$\pm 0,08$	$\pm 0,5$	$\pm 1$	$\pm 1$	$\pm 0,3$
Profundidad del surco del gasket (mm)	$\pm 0,1$				$\pm 0,5$
Anchura del surco del gasket (mm)	$\pm 0,1$			$+0,1;-0,5$	$\pm 0,5$
Posición del agujero para tornillo (mm)	$\pm 1,6$		$\pm 1$	$\pm 0,5$	$\pm 1$

## 2.5. Discusión

Una evaluación fue realizada respecto a la bibliografía existente sobre las líneas de investigación propuestas. Sin embargo, la cantidad de referencias encontradas a lo largo de la búsqueda estaba bastante por debajo de lo esperado. Esto puede ser fruto de dos contextos distintos: o bien que los temas tratados no tienen la importancia que se les da aquí, no mereciendo mayores estudios; o bien que dichos temas tienen la importancia dada pero todavía se encuentran en una fase inicial de desarrollo.

Tras profundizar en la búsqueda de referencias fueron encontradas diversas menciones destacando la importancia de la fase de construcción y la necesidad de ahondar en el conocimiento de la misma. Asimismo, el contacto directo con los constructores y proyectistas de túneles permitió identificar cierta preocupación sobre el real comportamiento de la estructura durante la fase de construcción a raíz de diversos problemas observados principalmente en los revestimientos. Ambas constataciones refuerzan la relevancia de las líneas de investigación propuestas.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que en los últimos años se han introducido muchos avances tecnológicos en los equipos empleados en la construcción de los túneles. Como consecuencia, también fueron creados nuevos requerimientos al desempeño del anillo, el cual pasó a estar sujeto a niveles de sollicitación todavía no muy estudiados. La naturaleza reciente de estos avances justifica la inexistencia de bibliografía muy abundante sobre los problemas relacionados con la fase de construcción del túnel.

Teniendo esto en cuenta, en el estado del conocimiento se ponen de manifiesto las características y los procedimientos ejecutivos empleados en la producción, mezcla e inyección de los morteros de relleno. Asimismo se observa que el comportamiento de este material ya está descrito matemáticamente en función de las propiedades reológicas, las cuales gobiernan su desempeño durante la fase de construcción del túnel. En este contexto, la determinación experimental de la viscosidad y de la tensión umbral gana doble relevancia al permitir, directa o indirectamente, una caracterización bastante completa del material de relleno.

Aunque hay diversos estudios que resaltan el papel de las propiedades reológicas, son pocos los que las tratan bajo una óptica experimental como variables esenciales para obtener un mortero de relleno de calidad. Cabe matizar que los métodos utilizados para estimar la reología suelen ser restrictos en cuanto a la capacidad de caracterización. Si realmente estas propiedades presentan la relevancia esperada, es necesario elegir un ensayo que las pueda estimar de manera más detallada. Los viscosímetros son quizás los equipos con mejor capacidad para hacerlo. Sin embargo, no se ha encontrado trabajo que saque partido de su rica capacidad de caracterización específicamente en el caso de los morteros de relleno.

Asimismo debe establecerse cómo, a partir de una cierta tensión umbral y viscosidad, se obtiene un buen mortero y en cuales condiciones de contorno se logra esto. Por lo tanto, se observa la necesidad de tratar estos materiales desde un punto de vista más tecnológico y práctico creando así herramientas que apunten, en cada situación, hacia una dosificación satisfactoria.

Aparte, en el estado del conocimiento sobre los packers se presentan los principales tipos de materiales empleados así como su geometría y su posición en las juntas entre dovelas. También se verifica la necesidad de tratar en separado el packer de las juntas radiales y longitudinales en función de las sollicitaciones aplicadas a las mismas. La descripción matemática del comportamiento de los packers a compresión suele ser representado por un modelo elástico lineal. Por otro lado, el modelo que describe el comportamiento frente a sollicitación compuesta sigue la ley del rozamiento sencillo.

Las campañas experimentales sobre la caracterización de los packers aparentemente respaldan este último. Sin embargo, bajo un análisis más detallado, los gráficos de tensión por desplazamientos encontrados muestran una pequeña plastificación la cual no se justifica únicamente por el rozamiento sencillo en la interface. De ahí, se puede plantear la hipótesis de un mecanismo resistente alternativo que actúen en paralelo al rozamiento sencillo. No obstante, los pocos datos de campo disponibles en la literatura no permiten evaluar esta hipótesis siendo necesario obtener más resultados mediante nuevas campañas experimentales.

Con respecto al estado del conocimiento sobre la relación entre las tolerancias, las deficiencias de contacto y los daños estructurales se presenta los diferentes tipos de fisuras observadas a lo largo de la construcción del túnel. Una auscultación realizada en túneles japoneses permitió identificar las fisuras longitudinales y las fisuras en las esquinas de las dovelas como aquellas que ocurren con más frecuencia. Por lo tanto, puede acotarse el enfoque de los estudios posteriores básicamente a estos dos tipos de daños estructurales con lo que ya se cubre la gran mayoría de los problemas observados en la práctica.

Asimismo se identifican las principales tolerancias de fabricación definidas para una dovela. Los valores recomendados para estas tolerancias varían significativamente en las diferentes fuentes consultadas. Dicha variación es natural dado que las tolerancias recomendadas para las dovelas se basan en adaptaciones de otros tipos estructurales o de las experiencias prácticas obtenidas en otros túneles. Así pues, se verifica la necesidad de un método con base científica clara que permita diseñar las tolerancias de fabricación de las dovelas en función de la frecuencia de los daños estructurales generados por éstas.

Ello representaría un paso importante no solo para reducir la incidencia de dichos daños como también para disminuir los costes de los moldes y del proceso constructivo como un todo. Para ello, se deben encontrar maneras de simular las deficiencias de contacto matemáticamente teniendo en cuenta las propiedades no lineales de los materiales y el contacto localizado entre superficies.



### 3. FABRICACIÓN DE DOVELAS CON HAC

#### 3.1. Introducción

Los hormigones autocompactantes (HAC) se han empleado con éxito en diversos tipos de estructuras. La facilidad de puesta en obra que suponen estos hormigones contribuye para una posible mejora constructiva de los elementos estructurales lo que puede redundar en una mayor durabilidad de los mismos <sup>(52; 53; 54)</sup>.

En el caso específico de los túneles, cara a la producción de dovelas, los HAC pueden aportar un mejor acabado superficial y una menor incidencia de imperfecciones de hormigonado <sup>(53; 54)</sup>. Como consecuencia, se podría prácticamente eliminar la fase de corrección de tales imperfecciones, una etapa de producción frecuentemente necesaria en la fabricación de dovelas con hormigón convencional. Por otra parte, el mejor acabado superficial se reflejaría en un menor consumo de grasa en el paso de las dovelas por los cepillos de la tuneladora <sup>(12)</sup>.

El empleo de HAC también permitiría eliminar las etapas de vibrado y enrasado de las dovelas. Con eso, además de las claras ventajas económicas por la optimización del proceso productivo y por los gastos con vibradores, se aumentarían la seguridad y el confort en cuanto a la reducción de contaminación acústica del ambiente de trabajo. Teniendo en cuenta todos estos aspectos, queda claro que el hormigón autocompactante es una opción a considerarse, la cual probablemente se justificaría por el valor añadido por el material desde un punto de vista global.

Es sabido que la incorporación de fibras representa una mejora significativa de algunas propiedades en el desempeño estructural de las dovelas. Por un lado, el hormigón con fibras tiene mayor resistencia al impacto contribuyendo para la reducción de los problemas de roturas y daños localizados resultantes de eventuales impactos producidos en el transporte y en la instalación de las dovelas. Por otro lado, en función del tipo de fibra empleada, hay un aumento considerable en la resistencia al fenómeno de desprendimiento (“spalling”) frente a una situación de incendio <sup>(55)</sup>.

Asimismo, las piezas con incorporación de fibras generalmente presentan una zona de fisuración más ancha, por lo que la apertura máxima y la longitud de las fisuras son bastante menor que en el caso del hormigón sin fibras y solo con armadura pasiva. Debido a estos aspectos, la adición de fibras puede contribuir significativamente cara a la reducción de las infiltraciones de agua, al aumento de la durabilidad de la estructura, a la reducción del riesgo de desprendimiento de trozos de hormigón hacia el interior del túnel y a la reducción de los costes de reparación de los daños en las dovelas <sup>(10; 56)</sup>.

La evolución tecnológica observada en el campo de las fibras de acero ha permitido plantearse la sustitución de la armadura convencional de las dovelas por un hormigón con fibras de acero. Cabe reseñar que en general se considera que las cargas impuestas en situación de servicio permiten la sustitución total de la armadura. Sin embargo, las cargas impuestas durante el transporte y construcción del túnel pueden ser determinantes debido a sus características de aplicación y magnitud. Por ello, en algunos casos se opta por mantener en la dovela un marco de barras de acero cuya única función es de resistir a las citadas cargas, si bien que con un diseño cuidadoso de las dovelas sería factible la sustitución total de la armadura.

Este es el caso del Túnel de Oenzberg construido en Suiza con un anillo universal de 1200 mm de diámetro exterior, 300 mm de espesor y 800 mm de ancho. El anillo está dividido en 5 dovelas más la dovela llave y la sustitución total de la armadura se realizó mediante el empleo de 60 kg de fibras de acero por metro cúbico de hormigón <sup>(52; 57; 58)</sup>. De entre otras pruebas realizadas sobre la sustitución de hormigón armado convencional por hormigón con fibras se destacan el Second Heinenoord Tunnel construido en Holanda y los túneles de Essen y Rhur-Region construido en Alemania. Los resultados preliminares de todas estas pruebas fueron bastante positivos <sup>(57; 59)</sup>.

La sustitución de armadura convencional por fibras de acero también tiende a justificarse desde un punto de vista económico. Aunque el coste unitario de las fibras es más elevado, la sustitución permite agilizar el proceso de producción de las dovelas y eliminar los costes asociados al montaje de la armadura de la pieza <sup>(59)</sup>. En este contexto, el empleo de un HAC con fibras de acero en sustitución a la armadura convencional puede resultar una aportación extremadamente interesante a la fabricación y a las prestaciones estructurales de las dovelas de túneles.

Cabe reseñar que esta alternativa no está muy estudiada ni tampoco existen muchos ejemplos de la aplicación de dicho material en túneles. En realidad, la evaluación equilibrada del HAC con fibras queda limitada por algunas barreras ligadas a la fabricación de las dovelas. Cuestiones respecto a la compatibilidad del sistema de puesta en obra y la posición de hormigonado de las dovelas todavía deben ser mejor estudiadas.

Por un lado, se debe mostrar que la fabricación de dovelas con HAC con fibras en las plantas de prefabricados es plenamente factible, no siendo necesarios cambios significativos en la organización actual de las mismas. Por otro lado, hay que identificar las pequeñas alteraciones necesarias al proceso de producción cara a optimizar la aplicación de dicho material. También se debe considerar la posibilidad de eliminar la fase de vibrado de los moldes, evaluando cómo este cambio puede afectar el acabado superficial de las dovelas.

Inicialmente se había considerado la realización del hormigonado de la dovela con el molde en posición vertical. Sin embargo, esta opción no se ha contemplado en el presente estudio dado que la misma introduce demasiados cambios al proceso productivo sin aportar grandes ventajas. En este hormigonado pueden aumentar los problemas de acabado superficial y de paralelismo de la cara de la pieza que compone las juntas con lo que se plantearía el riesgo de problemas de contacto entre dovelas. Por lo tanto,

se hace necesario verificar si el hormigonado de las dovelas de manera convencional, es decir, con el molde en posición horizontal, es factible.

### **3.1.1. Objetivos**

Así pues, el presente estudio pretende mostrar que la producción de dovelas con HAC y fibras de acero es factible dentro de la organización actual de las plantas de elementos prefabricados. Adicionalmente se destacan las principales ventajas asociadas al uso de dicho material en la fabricación de las dovelas.

En base a esto se derivan los siguientes objetivos específicos:

- evaluar la compatibilidad entre el proceso productivo actual y diferentes dosificaciones de HAC con y sin fibra;
- verificar la posibilidad y los inconvenientes de realizar el hormigonado de la dovela con el molde en posición horizontal;
- estudiar el efecto de la eliminación del vibrado del molde sobre el acabado superficial de la dovela;
- proponer pequeñas modificaciones en el proceso de producción para optimizar el uso de HAC con y sin fibras y
- poner de manifiesto las posibles ventajas del uso de HAC con y sin fibras en la producción de dovelas.

### **3.1.2. Organización del estudio**

En vías de alcanzar los objetivos propuestos con anterioridad, en la primera parte del presente estudio (apartado 3.2) se realiza una nueva propuesta experimental para evaluar el uso de los HAC en la fabricación de las dovelas. Inicialmente se establece de manera resumida la base teórica empleada para dosificar dichos hormigones y se definen los ensayos a realizar.

Luego, se realiza la campaña experimental tal y como viene descrito en el apartado 3.3. Los resultados obtenidos en las mismas son analizados en el apartado 3.4. En este se evalúan los resultados de ensayos en estado fresco y endurecido, así como el acabado superficial de las dovelas y el hormigonado con el molde en posición horizontal. Por fin, los principales problemas hallados a lo largo de la campaña experimental y las propuestas de mudanzas para optimizar el uso del HAC en la fabricación de las dovelas son presentados en el apartado 3.5.

## **3.2. Nueva propuesta experimental**

A fin de alcanzar los objetivos propuestos en el presente trabajo, se hizo una nueva propuesta experimental. Tras algunas reuniones con los representantes del departamento de I+D+i de FCCCO, se definió que el estudio sobre la aplicación del HAC con y sin fibras a la fabricación de dovelas podría hacerse a través de algunas pruebas en escala real. Tales pruebas tuvieron lugar en los días 12 junio y 28 de julio de 2007 en la planta de prefabricados DELTA ubicada en Humanes de Madrid.

La propuesta experimental consiste en la definición de algunas dosificaciones de HAC con y sin fibras. La verificación de cada una de ellas y las eventuales correcciones necesarias en las mismas son realizadas tras un primero amasado. Una vez definida la dosificación, se realiza la producción del HAC el cual se emplea en la fabricación de algunas dovelas. De la misma amasada usada para fabricar las dovelas se destina un cierto volumen para la caracterización del hormigón en estado fresco y en estado endurecido. Cabe señalar que en la propuesta experimental se ha buscado mantener al máximo los procedimientos de producción y de verificación ya existentes en la industria de prefabricados en cuestión.



Hay que resaltar que todas las dosificaciones fueron ensayadas directamente en la industria de prefabricados, sin ensayos previos en laboratorio. Esta forma de proceder era para poner a prueba la fiabilidad de la propuesta de dosificación.

### 3.2.1. Dosificaciones

Para definir las dosificaciones de los HAC se ha empleado la filosofía de trabajo y de esqueleto granular definidas de acuerdo con estudios previos realizados en la UPC <sup>(60)</sup>. Se toma como punto de partida la dosificación ya empleada en la citada planta de prefabricados como muestra la tabla 3.1 a la que se debe introducir variaciones para asegurar un comportamiento autocompactante. En ella se observa una relación agua/aglomerante igual a 0,45 y un contenido de aditivo igual a un 1% del total de cemento suministrado. Esta dosificación responde a la exigencia de un hormigón con resistencia a compresión de 21 MPa a 24 horas equivalente a una resistencia a tracción de aproximadamente 1,60 MPa, con lo que se pretende garantizar el desmolde de las dovelas a tempranas edades.

Tabla 3.1 - Dosificación de partida

Material	Cantidad (kg/m <sup>3</sup> )
Arena 0-6 mm	833
Gravín 4-8 mm	548
Grava 5-12 mm	456
Cemento I/52,5R	380
Agua	170
Aditivo Polyheed 350	3,8

De acuerdo con la filosofía de las citadas notas técnicas, para una puesta en obra realizada mediante cubilote - como es el caso actual - el esqueleto granular más adecuado es del tipo piramidal. Aunque la dosificación de partida dada en la tabla 3.1 presenta cierto formato piramidal, las proporciones entre los contenidos de los diferentes áridos no parece ser la ideal ya que no aportaría los finos necesarios para obtener un HAC.

Por ello, se propone una modificación de la misma cara a optimizar dicha dosificación, con lo que se aumenta el contenido de arena disminuyendo el contenido de grava y manteniendo prácticamente constante el contenido de gravín, tal como muestra la figura 3.1.

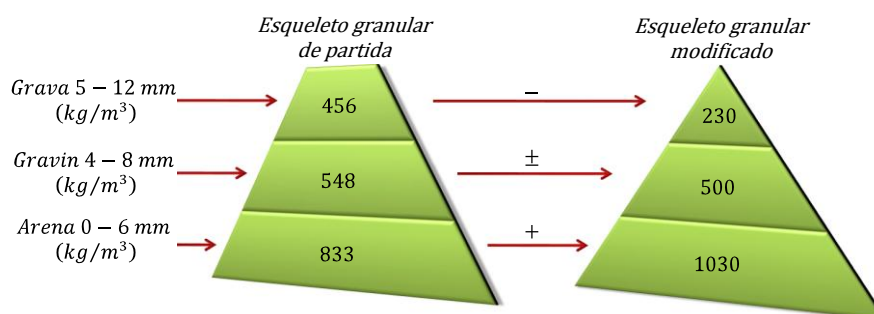


Figura 3.1 - Esqueleto granular modificado

Por otro lado, también se recomienda que el contenido total de finos menor que 0,1 mm presentes en el HAC debe estar entre 500 y 600 kg/m<sup>3</sup>. La figura 3.2 muestra la curva granulométrica de los áridos empleados en la dosificación. Al analizar estas curvas se observa que el contenido de finos presentes en la arena está alrededor de los 4% en peso, lo que en el nuevo esqueleto granular equivale a 41,2 kg. Este contenido de finos y los 380 kg aportados por el cemento dan un total de 421,2 kg/m<sup>3</sup>, lo que está por debajo del mínimo recomendado.

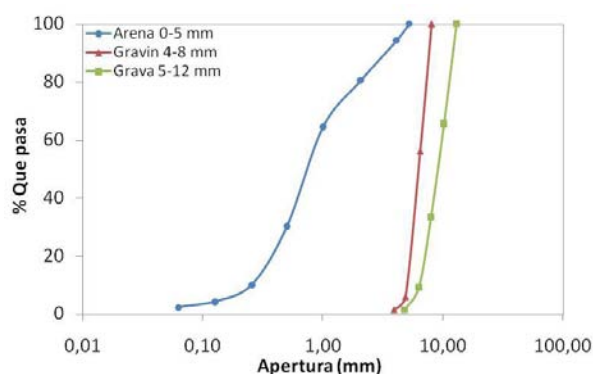


Figura 3.2 - Curva granulométrica de los áridos

Así pues, es necesario añadir finos a la dosificación o bien mediante el aumento en la cantidad de cemento, o bien a través del empleo de otro material con elevado contenido de finos. Además de ser más cara, la primera opción no parece ser la más adecuada ya que, en principio, la cantidad de cemento es compatible con los requisitos de resistencia de la pieza. Por ello, se optó por introducir 100 kg de filler a la dosificación lo que da lugar a un contenido total de finos de 521,2 kg/m<sup>3</sup>. Las características del filler empleado se presentan en el Apéndice A.

Una vez que la cantidad de cemento empleada se mantiene igual a la dosificación de partida, no se alteró inicialmente el contenido de agua (170 l/m<sup>3</sup>). Por otra parte, la producción de un HAC demanda el empleo de un aditivo fluidificante compatible con las prestaciones requeridas en estado fresco. Teniendo esto en cuenta se proponen dos sistemas de aditivos fluidificantes, los cuales fueron empleados con éxito en pruebas de otros trabajos de investigación.

El primero de ellos incorpora únicamente el aditivo Gleniun C303 SCC a base de policarboxilato en cantidad igual a 2% del contenido de cemento. El segundo, consiste en la combinación del Gleniun C303 SCC con el Melcrete PF-75 a base de lignosulfatos en cantidad igual a 1,7% y 0,7% en relación al contenido de cemento, respectivamente. El objetivo de ensayar dos dosificaciones con sistemas de aditivos fluidificantes diferentes es identificar aquella con mejor desempeño en estado fresco. Una vez definida esta dosificación, se realiza la incorporación de fibras en las pruebas posteriores.

Por otro lado, con objeto de dar mayor amplitud al presente estudio se propuso el ensayo de dosificaciones con dos tipos de fibras diferentes: una con incorporación de fibras de polietileno y otra con incorporación de fibras de acero. Las fibras de polietileno usadas presentan 12 mm de longitud y 18 mm de diámetro siendo fabricadas por la empresa Anglo-Danish Fibre Industries bajo el nombre comercial Firbin 23. Las fibras de acero, fabricadas por la empresa Bekaert bajo la identificación DRAMIX 60/80, son conformadas en los extremos presentando 60mm de longitud y 0,75mm de diámetro. En el Apéndice G se muestran las principales características de ambas fibras.

En la tabla 3.2 se muestra la dosificación 1 con el primero sistema de aditivo fluidificante, la dosificación 2 con el segundo sistema de aditivo fluidificante y las dosificaciones 3 y 4 con incorporación de fibra de polipropileno y fibra de acero, respectivamente. En virtud de la adición de fibras se realizó una pequeña reducción en el contenido de grava de las dosificaciones 3 y 4 respecto a las dosificaciones 1 y 2.

Cabe reseñar que durante el amasado se hicieron pequeñas modificaciones sobre las cantidades de agua y de aditivo suministrados. Tales modificaciones pretenden aumentar el grado de adecuación de cada dosificación. Todos los materiales empleados fueron suministrados por la industria de prefabricados.

Tabla 3.2 - Dosificaciones propuestas

Material	Dosificación			
	1	2	3	4
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	100	100	100	100
Arena 0-6 mm (kg/m <sup>3</sup> )	1030	1030	1030	1030
Gravín 4-8 mm (kg/m <sup>3</sup> )	500	500	500	500
Grava 5-12 mm (kg/m <sup>3</sup> )	230	230	220	220
Cemento (kg/m <sup>3</sup> )	380	380	380	380
Agua (l/m <sup>3</sup> )	170	170	170	170
Aditivo (l/m <sup>3</sup> )	Glenium 7,6	Glenium 6,6 Melcret 2,7	Mejor de los anteriores	Mejor de los anteriores
Fibra	NO	NO	Polipropileno 2 kg/m <sup>3</sup>	Fibra acero 50 kg/

### 3.2.2. Amasado

El amasado de las diferentes dosificaciones propuestas siguió el mismo orden. Primeramente los áridos, el cemento y el filler (por este orden) se incorporaban al conjunto de cintas transportadoras las cuales los llevan a una amasadora de 2 m<sup>3</sup> de capacidad nominal. Los materiales depositados en la amasadora se mezclan previamente en seco durante algunos segundos. Luego se añade toda el agua a la mezcla reservando 8 litros para agregar conjuntamente con los aditivos.

Tras mezclar durante aproximadamente 1 minuto, se añade el Melcrete PF-75 con un poco del agua, mezclando durante 1 minuto más. Luego se vierte el Glenium C303 SCC con el resto del agua, dejando mezclar durante aproximadamente 4 minutos. Una vez terminado ese período se realiza una inspección visual para determinar si el HAC presenta la trabajabilidad deseada, añadiendo cierta cantidad de agua si necesario.

Del proceso descrito, los áridos, el cemento y el agua están almacenados en silos de modo que la dosificación de los mismos se hace automáticamente a través de una central de control, mientras que, el resto del agua añadido con los plastificantes, el filler, los plastificantes y las fibras son dosificados manualmente.

### 3.2.3. Ensayos

A continuación se presenta la descripción de los ensayos propuestos para la caracterización de las propiedades del HAC tanto en estado fresco como en estado endurecido.

#### 3.2.3.1. Caracterización en estado fresco

Los ensayos en estado fresco responden a la necesidad de verificar si el hormigón producido realmente es autocompactante. Por lo tanto, los resultados obtenidos en estos ensayos, además de servir de parámetro de comparación entre las diferentes dosificaciones, definen la aceptación o el rechazo de la amasada. El estudio detallado del aspecto del hormigón tras la realización de estos ensayos, da una idea clara de las modificaciones que hay que realizar en la dosificación para alcanzar las propiedades deseadas.

Para la caracterización de los HAC se han utilizado los ensayos más usuales como son:

- extensión de flujo de acuerdo con la ASTM C 1611 de 2005 <sup>(61)</sup>;
- extensión de flujo con el anillo japonés en conformidad con la normativa ASTM C 1621 de 2006 <sup>(62)</sup> y
- la caja en L según las directrices definidas por “The European Guidelines for Self-compacting Concrete” <sup>(32)</sup>.

La medida de la extensión de flujo es el parámetro base para la aceptación de la amasada, debiendo estar por encima de los 60cm. Asimismo se considera que el tiempo medido en la caja en L debe ser inferior a los 5 segundos. En especial en el caso de los hormigones con fibra se rechazan aquellos que en el ensayo de extensión de flujo presentan segregación acentuada.

### 3.2.3.2. Caracterización en estado endurecido

Los ensayos realizados en estado endurecido pretenden caracterizar la evolución de las propiedades mecánicas del HAC de modo a verificar si son compatibles con los requerimientos de resistencia dados en el apartado 3.2. Los ensayos propuestos para la caracterización mecánica son los siguientes:

- rotura a compresión simple en probetas cilíndricas de  $\phi 15 \times 30$ cm a la edad de 6 horas, 24 horas y 28 días según UNE 12390-3 <sup>(63)</sup>;
- rotura a flexotracción de probetas prismáticas de  $15 \times 15 \times 60$ cm a la edad de 28 días según UNE 83.509/04 <sup>(64)</sup>;
- rotura a tracción indirecta de probetas de  $\phi 15 \times 30$ cm a la edad de 28 días según UNE 83.306/85 (ensayo brasileño) <sup>(65)</sup> y
- Ensayo Barcelona realizado en probetas cilíndricas  $\phi 15 \times 15$ cm.

Estos ensayos son realizados en dos probetas por edad. Cabe señalar que la tracción indirecta analizada en el Ensayo Barcelona, no tiene normativa de referencia (si bien hay una propuesta de norma UNE ya aprobada) y consiste en la aplicación de una carga centrada en ambas caras de una probeta aplicada por dos punzones de 37,5 mm de diámetro. La aplicación de la carga se controla mediante el desplazamiento del punzón a una velocidad de 0,5 mm/min. En los casos de hormigones sin fibras, el ensayo termina en el momento de la rotura del hormigón, ya que a partir de esto, la probeta no soporta más incrementos en la carga. Más información sobre este ensayo puede encontrarse en Saludes 2006 <sup>(66)</sup>.

Aparte, se fabricaron diversas dovelas son objeto de evaluar el acabado superficial obtenido con el HAC teniendo en cuenta la eliminación de la fase de vibrado del molde. Estas dovelas fueron inspeccionadas visualmente cara a identificar los posibles problemas en el acabado superficial. Según el planteamiento inicial, para cada una de las cuatro dosificaciones propuestas se fabricaron dos dovelas: una con armadura convencional y otra sin ninguna armadura. Las dimensiones de las dovelas y la armadura de acero empleada se presentan en el Apéndice C. En total, la dovela presenta un volumen algo inferior a  $2 \text{ m}^3$  con lo que son necesarias, para llenar la misma, dos amasadas de  $1 \text{ m}^3$  para cada una.

## 3.3. Memoria de la campaña experimental

Teniendo en cuenta las dosificaciones y el procedimiento de amasado propuesto se presenta una memoria de la campaña experimental que siguió a la etapa de planificación. Según esta planificación, todas las pruebas se realizarían en el día 28 de junio de 2007. Ahora bien dado que este día no se dispuso de cantidad suficiente de aditivo fluidificante para producir todas las dosificaciones, fue necesario posponer la realización de parte de la campaña experimental. La parte restante fue realizada el día 12 de julio de 2007. Ambas tandas de ensayos están descritas a continuación.

### 3.3.1. Primera tanda: 28 de junio de 2007

La primera amasada realizada corresponde a la dosificación 1, la cual responde al primer sistema de aditivo fluidificante y no presenta incorporación de fibras, esto es, se trata de la dosificación de referencia. Inicialmente se realizó la evaluación de la humedad natural de los áridos. A partir de esto, se midió que los áridos, conservados en depósitos a humedad natural, aportan una cantidad de agua a la mezcla igual a  $60 \text{ l/m}^3$ . Así pues, para mantener la dosificación propuesta haría falta añadir solamente 110 litros de agua por metro cúbico de hormigón.

Esta cantidad de agua responde a una dosificación que incorpora el aditivo Gleniun C303 SCC con características específicas para la producción de HAC. Sin embargo, en la primera tanda de ensayos no se disponía de dicho aditivo, el cual tuvo de ser sustituido por igual volumen del Gleniun TC1323, ya usado en la planta de prefabricados. Este fluidificante no se destina específicamente a la producción de HAC, siendo menos activo que el aditivo originalmente propuesto. Para conseguir el mismo grado de trabajabilidad sin producir cambios significativos sobre la dosificación original, se optó por corregir la cantidad de agua suministrada a la mezcla. Es importante resaltar que el Gleniun TC1323 también presenta menos cohesionante en su composición. Por ello, la adición de más agua a la mezcla debe ser gradual de modo a evaluar la posible segregación de la misma.

Al suministrar la cantidad de agua dada en esta dosificación, se constató a través de inspección visual que el hormigón claramente no atendía a la trabajabilidad mínima establecida con anterioridad. Para corregir esto, se sobredosificó 35 litros de agua a la mezcla que aún se encontraba dentro de la amasadora. El resultado de esta adición fue un aumento de trabajabilidad del hormigón, el cual fue vertido en el cubilote para la realización del ensayo de extensión de flujo. La torta medida en este ensayo presentaba diámetro medio de 400 mm con lo que fue necesario rechazar la primera amasada por no presentar las características en estado fresco deseadas.

La ausencia de segregación en la torta del ensayo de extensión de flujo apunta hacia la posibilidad de sobredosificar una cantidad todavía mayor de agua a fin de mejorar la trabajabilidad del hormigón. Teniendo eso en cuenta, en la 2ª amasada realizada con la dosificación 1 se aumentó 54 litros de agua respecto a la dosificación original.

El ensayo de extensión de flujo de la segunda amasada mostrado en la figura 3a, presentó un diámetro de torta medio de 525 mm, un T50 igual a 1,5 s y ausencia de sangrado o segregación. Aunque los resultados obtenidos en este caso son mejores que los de la amasada anterior, el hormigón producido fue rechazado ya que no presentaba las características en estado fresco establecidas como mínimas.

Dado que el diámetro de la torta estaba cerca del mínimo fijado para la aceptación del hormigón, se decidió incidir nuevamente sobre la cantidad de agua de la mezcla. Así, la 3ª amasada fue realizada con un aumento de 60 litros de agua en relación a lo que consta originalmente en la dosificación nº 1. La figura 3.3.b muestra el ensayo de extensión de flujo para la tercera amasada, el cual presentó una torta con diámetro medio de 785 mm y T50 igual a 1 s. En ella, se aprecia que el hormigón producido no presenta ningún tipo de segregación.



Figura 3.3 - Ensayo de extensión de flujo de la dosificación nº 1: a) 2ª amasada, b) 3ª amasada

En base a estos resultados, el hormigón resultante de la tercera amasada fue aceptado procediéndose al vertido mediante cubilote en el molde de la dovela sin mayores problemas. La elevada trabajabilidad del hormigón proporcionó un llenado uniforme del molde de tal suerte que no fue necesario la realización de ningún vibrado del mismo.

Para completar el llenado de la dovela se realiza una 4ª amasada con la dosificación 1 empleando un incremento de agua con respecto a la dosificación original igual a 62 litros. El ensayo de extensión de flujo de esta amasada presentó una torta con diámetro medio 745 mm y un aspecto visual prácticamente idéntico al de la amasada anterior. Con este hormigón se procedió a finalizar el llenado de la primera dovela.

La quinta y la sexta amasada con la dosificación 1 fueron realizadas con un incremento de agua igual al de la amasada anterior, resultando una extensión de flujo media igual a 775 mm y 770 mm, respectivamente. Ambas amasadas sirvieron para llenar el molde de la segunda dovela. Las probetas para el ensayo en estado endurecido fueron producidas con el hormigón de la sexta amasada tal como se muestra en la figura 3.4.

Puesto que no se disponía del aditivo fluidificante adecuado, la comparación de las prestaciones de la dosificación 1 y de la dosificación 2 pierde su razón de ser. Por ello, se decidió pasar directamente a las pruebas con las dosificaciones 3 y 4 empleando la dosificación 1 como base para la adición de las fibras de polipropileno y de acero.

En los siguientes intentos, realizados de acuerdo con las dosificaciones 3 y 4, se encontraron problemas de reducción de trabajabilidad debido a la incorporación de fibras a la mezcla. Para alcanzar la trabajabilidad deseada sin cambiar demasiado la dosificación inicialmente propuesta fue necesario suministrar una cantidad de agua todavía mayor, llegando a un incremento de hasta 75 litros. Sin embargo, frente a tal sobredosificación se constató una clara segregación de la mezcla como resultado de la incompatibilidad entre la dosificación y el aditivo empleado en sustitución al Gleniun C303 SCC. Cabe señalar que el hecho de no haber empleado las fibras metálicas originalmente recomendadas en la dosificación 4 también contribuye para la segregación hallada.



*Figura 3.4 - Probetas de la dosificación 1 para ensayos en estado endurecido*

### **3.3.2. Segunda tanda: 12 de julio de 2007**

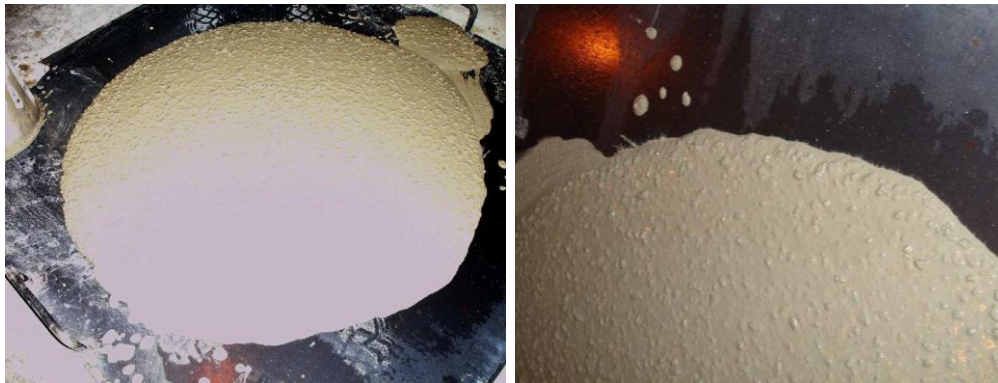
Tal como se ha podido observar en la primera tanda de pruebas existieron numerosas incidencias fruto de la inadecuación de los materiales propuestos, lo que motivó ciertas improvisaciones para intentar dar respuesta. No obstante se prefirió parar los ensayos y volver a fabricar en otra fecha con los materiales propuestos.

En la segunda tanda de ensayos se realizaron las amasadas de las dosificaciones 1 y de la dosificación 2 ya que, de esta vez, se disponía del aditivo fluidificante Gleniun C303 SCC. Los resultados obtenidos indican que ambas dosificaciones corresponden a un HAC con las características en estado fresco definidas en el



planteamiento de la campaña experimental. El hormigón producido en las amasadas es usado para llenar los moldes de dos dovelas.

En el ensayo de extensión de flujo con la dosificación 1 resultó en un T50 inferior a 1 s y una torta con diámetro medio de 770 mm, como se observa en la figura 3.5.a. En ella se aprecia una distribución bastante uniforme de los áridos no habiendo ningún señal de segregación. El análisis detallado de los bordes de la torta mostrados en la figura 3.5.b corrobora tal afirmación.



*Figura 3.5 - Ensayo de extensión de flujo con la dosificación: a) Vista general, b) Detalle*

El ensayo de extensión de flujo de la dosificación 2 se obtuvo un T50 inferior a 1 s además de una torta con diámetro medio 690 mm (véase figura 3.6.a). El aspecto de la torta es bastante similar al de la dosificación 1, como se muestra en la figura 3.6.b. En ella se observa que el hormigón no presenta indicios de segregación.

En base a los resultados de estos ensayos se pudo comparar las características de las dos dosificaciones de HAC propuestas. Como fruto de esta comparación quedó claro que la dosificación 1 tiende a ser más compatible a la adición de fibras por presentar mejores propiedades en estado fresco y más cohesión. Por ello, dicha dosificación sirvió de base para las dosificaciones que incorporan fibras. Con posterioridad, se procedió a preparar la 1ª amasada de la dosificación 3, la cual incorpora las fibras de polipropileno del tipo Fibrin 23.



*Figura 3.6 - Ensayo de extensión de flujo con la dosificación 2: a) Vista general, b) Detalle*

Tras realizar el amasado en condiciones similares a la dosificación 1, se comprobó mediante inspección visual que el hormigón no alcanzaba a los requisitos de trabajabilidad. Este resultado ya era esperado dado que la adición de fibras produce una lógica reducción de la trabajabilidad del hormigón. En teoría, tal reducción podría ser corregida con un pequeño incremento de agua, por lo que se añadió 45 litros de agua a la mezcla que todavía se encontraba en la amasadora.

En la figura 3.7.a se muestra el resultado del ensayo de extensión de flujo con el cono de Abrams para el hormigón producido en esta 1ª amasada. El diámetro de la torta formada no llega a alcanzar los 400 mm,

lo que está bastante por debajo de lo esperado de un hormigón autocompactante. En virtud de la bajísima trabajabilidad medida, en la siguiente amasada con la dosificación 3 se propuso un incremento de 85 litros de agua a la mezcla. Sin embargo, a pesar de este incremento, no se alcanza una extensión de flujo con diámetro superior a los 450 mm, por lo que se propuso una 3ª amasada suministrando 10 litros de fluidificante en vez de los 7,6 litros de la dosificación original. Adicionalmente, en esta amasada se emplearon incrementos de 156 litros de agua. El ensayo de extensión de flujo realizado con la tercera amasada está reflejado en la figura 3.7.b, sin que el resultado sea satisfactorio.



Figura 3.7 - Ensayo de extensión de flujo con la dosificación 3: a) 1ª amasada, b) 3ª amasada

En este caso, se observó algo de agua alrededor del perímetro de la torta además de una mayor concentración de áridos en el centro de la misma. Mediante un análisis más detallado de este ensayo se concluyó que había cantidad insuficiente de pasta envolviendo los áridos de la matriz, lo que probablemente se acentuó aun más por efecto de la segregación. Así pues, la baja trabajabilidad observada en la amasadora se debió a la reducida cantidad de pasta disponible para envolver los áridos y las fibras. En este contexto, la adición de agua realizada para dar trabajabilidad a la mezcla excedió la capacidad de retención de la pasta, generando el fenómeno de ligera segregación en los labios.

Una vez identificado el problema, se realizó una cuarta amasada en la cual se aumentó el contenido de pasta. La nueva dosificación propuesta consistía de: 100 kg de filler, 1030 kg de arena 0-6mm, 500 kg de Gravín 4-8 mm, 230 kg de Grava 5-12 mm, 500 kg de cemento I/52.5R, 215 litros de agua, 10,0 litros de aditivo tipo Gleniun C303 SCC y 2,0 kg de las fibras de polipropileno del tipo Fibrin 23.

Tal como muestra la figura 3.8, el ensayo de extensión de flujo con el hormigón de la cuarta amasada indicó un ligero aumento de la trabajabilidad respecto a la dosificación anterior. No obstante, la extensión de flujo medida todavía estaba por debajo de lo esperado en un HAC. Asimismo fueron constatados los fenómenos de segregación con intensidad bastante superior a lo observado en la amasada anterior.

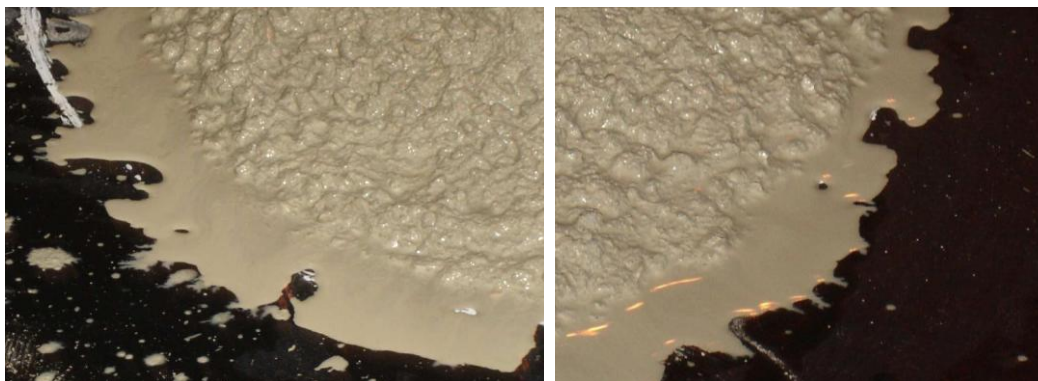


Figura 3.8 - Ensayo de extensión de flujo de la cuarta amasada con la dosificación 3



Ello queda evidente en la figura 3.9, la cual muestra este fenómeno en el borde de la torta del mismo ensayo de extensión de flujo. A pesar de los cambios realizados en la dosificación 3, nuevamente fueron encontrados indicios que apuntan hacia la falta de pasta suficiente para envolver el esqueleto granular.

La elevada trabajabilidad de las dosificaciones 1 y 2 ensayadas con anterioridad, pone de manifiesto que los problemas hallados en la dosificación 3 tienen relación directa con las características de la adición de fibras de polipropileno. La primera hipótesis considerada es que la fibra de polipropileno, al ser muy esbelta, aumenta considerablemente la superficie específica de la matriz. Como consecuencia, el hormigón de la dosificación 3 demanda un contenido de pasta mayor que el existente para envolver los áridos y las fibras y garantizar la trabajabilidad requerida. Esta hipótesis es evaluada en el apartado 3.4.5, aunque lo más probable sea el elevado porcentaje de fibras utilizado.



*Figura 3.9 - Detalle de la torta producida ensayo de extensión de flujo con la dosificación 3*

Todas las amasadas realizadas con la dosificación 3 fueron rechazadas, aunque algunas de ellas fueron usadas en el hormigonado de dos dovelas. Esas dovelas no forman parte en la presente campaña experimental ya que el hormigón empleado en las mismas no presenta características autocompactantes y en su fabricación se tuvo que vibrar el hormigón.

Luego se procedió a la producción a la primera amasada del HAC correspondiente a la dosificación 4. La evaluación visual indicó cierta pérdida de trabajabilidad del hormigón en virtud de la adición de las fibras de acero, si bien ésta reducción no era tan intensa como la observada para las fibras de polipropileno. Para alcanzar las propiedades en estado fresco deseados, se aportó un incremento de agua a la amasadora igual a 60 l con respecto a la dosificación original.

Como resultado de esto, el hormigón producido en la primera amasada presentó un T50 inferior a 1 s y una torta con diámetro medio 710 mm en el ensayo de extensión de flujo. (Véase figura 3.10.a) En ella se aprecia que el hormigón no presenta señal de segregación y que la torta presenta una distribución bastante uniforme de las fibras de acero, las cuales llegan incluso al borde de la torta, tal como refleja la figura 3.10.b.



*Figura 3.10 - Ensayo de extensión de flujo de la 1ª amasada de la dosificación 4: a) Vista general, b) Detalle*

Una vez aceptada la 1ª amasada de la dosificación 4, se procedió al llenado parcial del molde de la dovela sin armadura convencional mediante cubilote (véase figura 3.11.a). Como se muestra en la figura 3.11.b, el hormigón con fibras vertido presenta características autocompactantes que le permite llenar satisfactoriamente el molde sin necesidad de ninguna operación de vibrado del mismo. Ello se corrobora en la inspección del interior del molde que viene reflejado en la figura 3.12. En ella, también se aprecia la distribución bastante uniforme de las fibras de acero en la masa de hormigón, sin que se observe una orientación preferente (pueden incluso verse fibras en posición radial, que servirán de conexión para la siguiente tongada).



*Figura 3.11 - a) Llenado del molde y b) distribución uniforme del hormigón en el molde*



*Figura 3.12 - Distribución del hormigón en el interior del molde*

Para completar el llenado del molde se realizó una 2ª amasada con la dosificación 4 manteniendo la misma adición de fibras y el mismo incremento de agua usada en la primera amasada. Por ello, los resultados de las propiedades en estado fresco de las dos amasadas son prácticamente los mismos. Con posterioridad se prepararon la 3ª y 4ª amasadas con la dosificación 4, para emplear en el llenado de la segunda dovela y de las probetas para los ensayos en estado endurecido (véase figura 3.13).



*Figura 3.13 - Probetas de la dosificación 4 para ensayos en estado endurecido*

### 3.4. Resultados y análisis de los mismos

En este apartado se presentan los resultados de las pruebas en estado fresco y en estado endurecido con HAC empleado en la fabricación de las dovelas en Prefabricados Delta. También se muestra el análisis del acabado superficial y la evaluación del hormigonado con el molde en posición horizontal. Por último se realiza un estudio que pretende justificar los problemas encontrados durante la fabricación de la dosificación 3.

#### 3.4.1. Ensayos en estado fresco

El ensayo de extensión de flujo se realizó en todas las amasadas puesto que éste se emplea como criterio de aceptación o rechazo del hormigón. Por otra parte, los demás ensayos en estado fresco se ejecutaron, solamente, en la última amasada de cada dosificación, con excepción de la dosificación 3 que no presentó en ningún caso la trabajabilidad deseada. Los resultados obtenidos para las amasadas consideradas como de referencia están reflejados en la tabla 3.3. En ella se omiten los resultados del ensayo con el anillo japonés ya que éste no se aplica a la dosificación 4 debido a la incorporación de fibras.

*Tabla 3.3 - Resultados de ensayos en estado fresco realizados en el día 12/07/07*

Dosificación	Amasada	Ensayo de extensión de flujo		Ensayo con la caja en L	
		Diámetro de la torta (mm)	T50 (s)	Diferencia de altura (mm)	Tiempo de recorrido (s)
1	1	770	< 1,0	10	5
2	1	690	< 1,0	10	6
4	1	710	< 1,0	20	5

El análisis de estos resultados muestra que la adición de fibras de acero a la dosificación 1 supuso una reducción de 80 mm en el diámetro de la torta, pese la incorporación de cantidad adicional de agua. Asimismo la extensión de flujo obtenida para el hormigón con incorporación de las fibras de acero fue superior al obtenido para la dosificación 2.

Tal comportamiento también está reflejado en el tiempo de recorrido medido en el ensayo de la caja en L. En este, se aprecia que las dosificaciones 1 y 4 tardaron 5 s en llegar al otro extremo de la caja, mientras que la dosificación 2 tardó 6 s en hacer lo mismo. Por otro lado, la diferencia de altura medida en el mismo ensayo para las dosificaciones 1 y 2 fue inferior a la medida para la dosificación 4, lo que también puede ser un reflejo de la incorporación de fibras en esta última.

En base a ello se puede abstraer que la cualidad del hormigonado con la dosificación 1 tiende a ser superior al realizado con la dosificación 2 en cuanto al comportamiento en estado fresco. La dosificación 4 en teoría también debe presentar un desempeño superior al de la dosificación 2, sin embargo, los resultados de ensayo con la caja en L dan lugar a algunas dudas. La mayor diferencia de altura obtenida en este ensayo para la dosificación 4 puede ser indicio de una mayor dificultad en llenar el molde, con lo que podría notarse en una pérdida de cualidad en el acabado superficial.

Las observaciones realizadas a lo largo del proceso de ejecución de las dovelas contrarían tal hipótesis ya que aparentemente la dosificación 4 no supuso ninguna dificultad adicional o aparente pérdida de calidad en dicho proceso. En vez de esto, se constató un comportamiento muy similar al de las demás dosificaciones ensayadas. De manera complementaria, la evaluación indirecta de la hipótesis descrita en el párrafo anterior también se hace mediante la comparación del acabado superficial de las dovelas producidas con las distintas dosificaciones.

### 3.4.2. Ensayos en estado endurecido

Los ensayos en estado endurecido fueron realizados con las probetas producidas en la última amasada de la dosificación 1 (pruebas del día 28/06/07) y de la dosificación 4 (pruebas del día 12/07/07). Cabe señalar que el hormigón referente a dosificación 2 no fue ensayado en estado endurecido puesto que éste ya había sido rechazado para la incorporación de fibras a pesar de su buena trabajabilidad, tal como se ha expuesto con anterioridad.

En la tabla 3.4 se presentan los resultados de resistencia a tracción obtenidos en el ensayo de doble punzonamiento (ensayo Barcelona) y en el ensayo de tracción indirecta (ensayo brasileño). Los valores mostrados para cada prueba representan la media de la rotura de dos probetas. En el caso de los ensayos de doble punzonamiento realizados en la planta de prefabricados se observa una clara evolución de la resistencia con el tiempo. Las resistencias medidas para las probetas de la dosificación 1 fueron superiores a las medidas para la dosificación 4 en todas las edades consideradas. Ello puede ser fruto del mayor incremento de agua realizada en el caso de la dosificación 4, la cual pasa a presentar mayor relación agua/aglomerante y, consecuentemente, resistencias más bajas.

*Tabla 3.4 - Resistencia a tracción medida a diferentes edades*

Dosificación	Ensayo de doble punzonamiento (MPa)			Ensayo a tracción indirecta (brasileño) (MPa)	
	En la planta			En laboratorio central	
	6 horas	24 horas	28 días	28 días	28 días
1	1,73	1,98	2,78	3,11	4,28
4	1,33	1,74	2,55	3,58	7,04

Sin embargo, en los ensayos de doble punzonamiento realizados a 28 días en el laboratorio central de FCC, se observó el comportamiento inverso dado que las probetas que incorporan fibras presentan resistencia considerablemente superior a las probetas sin fibras. Asimismo, queda evidente que las resistencias medidas en el laboratorio central están por encima de las medidas en la planta de prefabricados. Tales diferencias probablemente son fruto, por un lado, del procedimiento de conservación de las probetas y, por otro lado, de las características de las prensas disponibles en cada caso. Hay que tener en cuenta que en la industria de prefabricados se dispone de una prensa con control analógico de la carga aplicada, mientras que la prensa usada en el laboratorio central es digital.

En base a estos resultados se puede evaluar de manera simplificada si las dovelas producidas con HAC responden a la resistencia mínima para el desmolde a las 24 horas. En el caso de las dovelas producidas para el Túnel de la Cela, esta resistencia a compresión mínima es 21 MPa, lo que equivale a una resistencia a tracción de aproximadamente 1,60 MPa. Tanto las dovelas producidas con la dosificación 1 como las producidas con la dosificación 4 presentan resistencia a tracción superior a la resistencia mínima, pudiendo ser desmoldadas incluso antes de las 24 horas.

Las resistencias obtenidas en el ensayo de doble punzonamiento son considerablemente inferiores a las medidas en el ensayo de tracción directa según el método brasileño. No obstante, en este último se acentúa todavía más la diferencia entre la dosificación 4, que presenta una resistencia a tracción de 7,04 MPa, y la dosificación 1, con 4,28 MPa. Estos valores parecen en cualquier caso altos para lo que es el porcentaje de la resistencia del hormigón a compresión, y en relación con los resultados a flexotracción mostrados a continuación.

Los resultados del ensayo a flexotracción a los 28 días para las dosificaciones 1 y 4 se presentan en la tabla 3.5. Dichos valores corresponden en cada caso a la media de dos pruebas. Como era de esperar, la dosificación 4 presenta una resistencia máxima a tracción superior a la obtenida para la dosificación 1. El valor máximo de tensión de tracción para la dosificación 1, se acerca a la tensión de aparición de la 1ª fisura en la dosificación 4. Ello es coherente ya que ambos parámetros son básicamente función de la resistencia de la matriz de hormigón, prácticamente igual para las dos dosificaciones.

Tabla 3.5 - Resistencia a tracción medida en el ensayo de flexotracción a los 28 días

Dosificación	Tensión de tracción (MPa)			
	Máxima	Aparición de 1ª fisura	Deformación de 1,5mm	Deformación de 3,0mm
1	4,94	-	-	-
4	7,32	5,14	7,22	5,64

De hecho, si la dosificación 4 no incorporara fibras, la aparición de la 1ª fisura llevaría a la rotura de la probeta, la cual resistiría a una carga máxima cercana a los 5,0 MPa. Sin embargo, la presencia de fibras produce un efecto beneficioso cosiendo el hormigón de las zonas fisuradas. Por consiguiente, se limita la apertura de fisuras de modo que la probeta puede seguir resistiendo frente a incrementos de la carga aplicada, si bien con un aumento significativo en la deformación. Una vez alcanzada una deformación límite, la contribución estructural de las fibras se reduce con lo que también disminuye la carga resistida por la probeta.

Este comportamiento, se refleja en el hecho de que la tensión de tracción para la deformación de 1,5 mm es mayor que la correspondiente a la deformación de 3,0 mm, tal como puede verse en la figura 3.14. En ellas, se muestran los gráficos de la carga aplicada en el ensayo de flexotracción (eje de ordenadas a la izquierda) en función de la deformación (eje de abscisas) de las dos probetas de la dosificación 4.

Como puede apreciarse, en la fase inicial del ensayo hay un aumento de la carga aplicada hasta un valor límite entre 38 y 40 kN, la cual es la carga máxima resistida por la matriz de hormigón. Una vez alcanzada esta carga, el hormigón se fisura llevando a un aumento en la deformación de la viga. A partir de una cierta apertura de fisura, las fibras empiezan a trabajar (aumento significativo tensión del acero) con lo que la carga aplicada vuelve a aumentar, superando la carga máxima resistida por el hormigón en la primera fase del ensayo.

Cabe señalar que en un hormigón sin fibras, el ensayo termina poco después de la aparición de las primeras fisuras, las cuales producen la rotura de las probetas a deformaciones inferiores a 0,1mm. En base a ello, se constata que la adición de fibras permite a la pieza absorber una cantidad de energía muchas veces superior a la de un hormigón equivalente sin fibras.

La energía absorbida a lo largo del ensayo se encuentra reflejada en el eje de las ordenadas más a la derecha en las figura 3.14. Las tenacidades calculadas en función de la energía absorbida por las vigas 1 y 2 de la dosificación 4 fueron 142 y 140 Julios, respectivamente, lo que muestra una buena repetitividad, ya que las diferencias entre ambos resultados es muy pequeña.

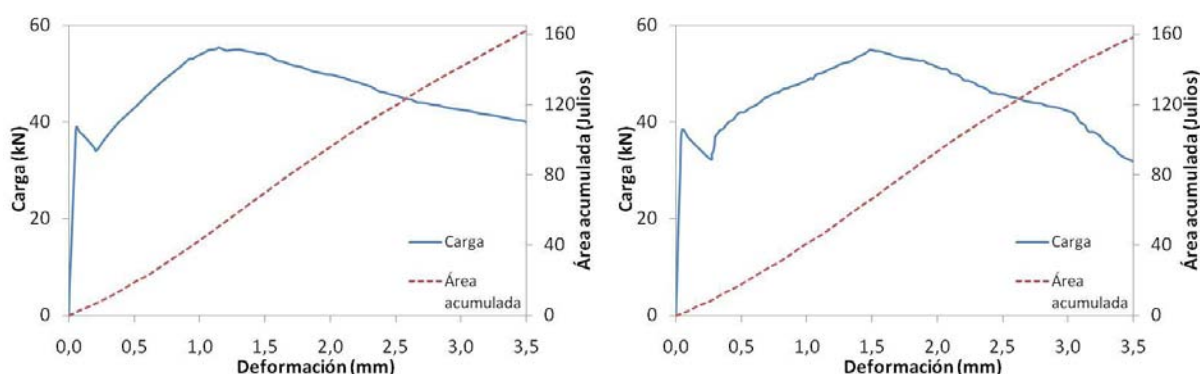


Figura 3.14 - Ensayo a flexotracción para a) la probeta 1 y b) la probeta 2 de la dosificación 4

En aras a dar una idea más clara de la diferencia entre la energía absorbida por la dosificación 1 y la dosificación 4, se considera un planteamiento simplificado del ensayo Barcelona. Dado que en el laboratorio central de FCC no se disponía de la cadena extensométrica para la medida de la deformación diametral, se toma el desplazamiento corregido del pistón de la prensa como una referencia indirecta de la



deformación de la probeta. Tal desplazamiento corregido es igual al desplazamiento total a menos de la deformación inherente a la mecánica y materiales internos a la propia prensa.

La figura 3.15 y la figura 3.16 muestran las curvas de la carga aplicada en el ensayo de doble punzonamiento en función del desplazamiento corregido del pistón de la prensa para las dos pruebas con dosificaciones 1 y 4, respectivamente. En el eje de las ordenadas más a la derecha se muestra la energía absorbida a lo largo del ensayo, la cual fue calculada a través de la multiplicación de la carga aplicada y del desplazamiento corregido.

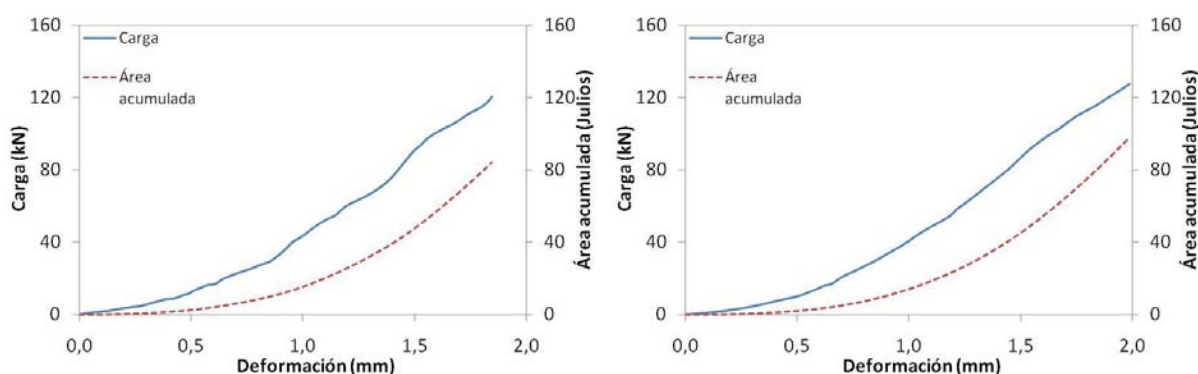


Figura 3.15 - Energía absorbida a lo largo del ensayo de doble punzonamiento para a) la probeta 1 y b) la probeta 2 de la dosificación 1

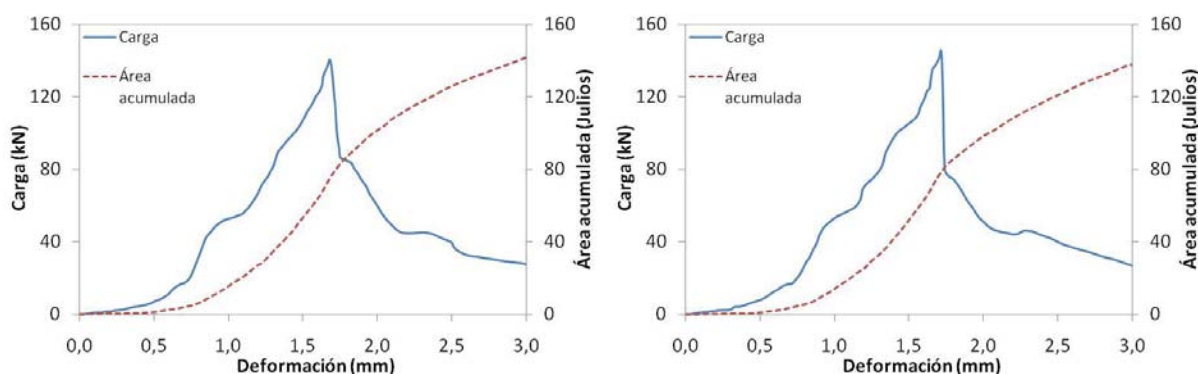


Figura 3.16 - Energía absorbida a lo largo del ensayo de doble punzonamiento para a) la probeta 1 y b) la probeta 2 de la dosificación 4

Tal como puede observarse, las curvas de carga de las dosificación 1 presentan un único tramo ascendente que termina con la rotura de la probeta. En cambio, las probetas de la dosificación 2 no tienen una rotura tan brusca presentando una deformación y una resistencia residual fruto de la incorporación de las fibras. La curva de carga de dicha dosificación se divide en dos tramos: uno ascendente, el cual es función de las características de la matriz, y un descendiente, el cual viene por la contribución de las fibras.

Puesto que la matriz de hormigón de las dosificaciones es casi idéntica, el tramo ascendente de la curva de carga es similar para todos los ensayos, si bien la dosificación 4 presenta una carga máxima ligeramente más alta, la cual se mide para desplazamientos ligeramente más bajos del pistón. En virtud de las similitudes observadas, la energía absorbida por ambas dosificaciones hasta un desplazamiento de 1,8 mm no varía significativamente, lo cual era de esperar. A partir de este desplazamiento, la dosificación 4 presenta una capacidad sensiblemente superior de absorber la energía.

### 3.4.3. Acabado superficial

En el día de la segunda tanda experimental, fue posible analizar el acabado superficial las dovelas producidas. En una inspección rápida, se constató una calidad de acabado superficial bastante por encima de lo que se obtiene a menudo con un hormigón convencional. En la figura 3.17.a se muestra el acabado superficial del extradós de la dovela correspondiente a la dosificación 1. En ella, se aprecia un excelente aspecto de la superficie además de la ausencia de irregularidades generadas por deficiencias de relleno del molde. El acabado superficial es aún mejor en las caras laterales de la pieza, tal y como muestra la figura 3.17.b. Ambas constataciones se repitieron para todas las dovelas producidas.



Figura 3.17 – a) Acabado superficial del extradós y b) de la cara lateral de la dovela de la dosificación 1

El bueno aspecto superficial proporcionado por el uso del HAC es una aportación clara que permite eliminar la fase de corrección de las imperfecciones superficiales además de reducir el consumo de grasa fruto del paso de las dovelas por los cepillos de la tuneladora.

### 3.4.4. Evaluación del hormigonado con molde en posición horizontal

El hormigonado con el molde en posición horizontal es el más frecuentemente empleado en la fabricación de dovelas dado que permite un mejor acabado de las caras de la pieza que componen las juntas entre anillos en el túnel. Para conformar la pieza en la zona que no tiene contacto con el molde en la apertura superior del mismo, se hace necesario realizar el enrazado del hormigón. Con ello, se garantiza la aproximación del formato circunferencial del trasdós de la dovela.

En función de sus características autocompactantes, el HAC muchas veces no presenta consistencia suficiente para permitir este enrazado. Por consiguiente, no se puede dar la forma circunferencial a la zona de la dovela ubicada en la apertura superior del molde. La Figura 3.18 muestra la conformación de dicha zona para la dovela producida con la dosificación 1.

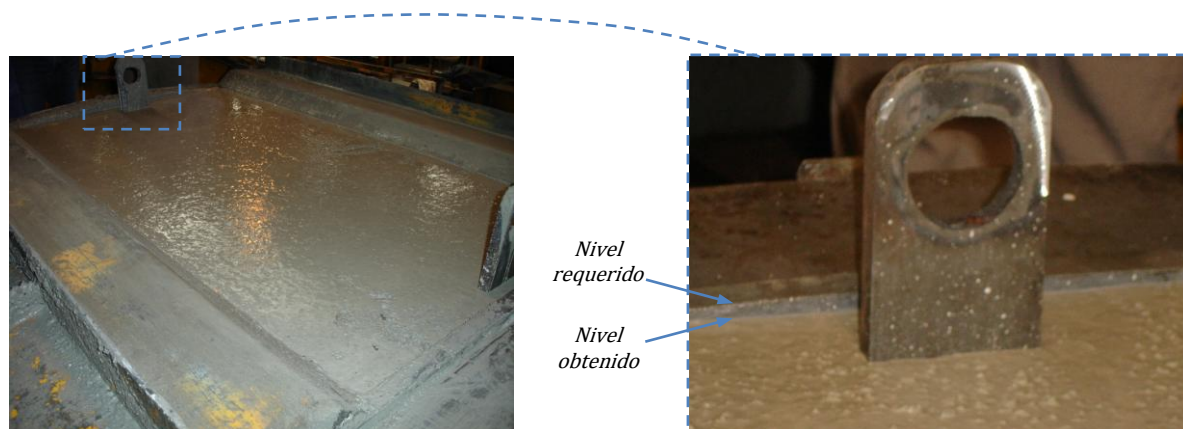


Figura 3.18 - Vista de las tolerancias en la geometría del molde y dovela con HAC

Resulta claro que se genera una diferencia entre el nivel requerido para la forma perfecta del anillo y el nivel obtenido en la aplicación del HAC, ambos evidenciados en la figura 3.18. Esta diferencia de nivel fue observada de manera similar en las dovelas hormigonadas con las dosificaciones 1 y 2, estando por debajo de los 3 mm en todos los casos. En las dovelas producidas con la dosificación 4, la consistencia del hormigón permitió un ligero enrasado, con lo que las imperfecciones generadas en la forma del anillo fueron todavía menores. La figura 3.19 muestra el enrasado de una de las dovelas producidas con la dosificación 4.



*Figura 3.19 - Enrasado de una de las dovelas producidas con la dosificación 4*

Cabe señalar que la mayoría de las recomendaciones sobre las tolerancias de fabricación establece únicamente tolerancias para el radio de curvatura de la cara interior del anillo <sup>(49; 51; 48)</sup>. Ello es indicio de que las imperfecciones generadas en el extradós de las dovelas por el uso del HAC, presentan una importancia secundaria. Sin embargo, aunque tales imperfecciones son pequeñas en las pruebas realizadas, se las podría reducir considerablemente a través de la disminución de la apertura superior del molde.

A manera de ejemplo, esta idea se aplicó a los moldes de las dovelas del Túnel de la Ceta. Al disminuir la apertura superior de éstos en un 30%, las imperfecciones máximas generada en la forma del extradós de las dovelas debido al uso del HAC se redujo en un 51%. Teniendo esto en cuenta, se cree que las pequeñas imperfecciones resultantes del hormigonado horizontal del molde con HAC no deben representar ningún inconveniente al desempeño y al uso de la dovela.

### ***3.4.5. Evaluación de los problemas con la dosificación 3***

En la prueba de la dosificación número 3, que incorporaba fibras de polipropileno, se constató baja trabajabilidad además de la segregación del hormigón. Teniendo esto en cuenta, se realizaran cambios en la dosificación aumentando el contenido de cemento, de agua y de fluidificante. Los resultados de dichos cambios no fueron satisfactorios de modo que los problemas citados volvieron a manifestarse prácticamente con la misma intensidad. Por ello, se hace necesario estudiar las posibles causas de la baja trabajabilidad y la segregación observados en las pruebas del HAC con fibras de polipropileno.

#### ***Características de las fibras de polipropileno***

Las citadas fibras de polipropileno son fabricadas por la empresa Anglo-Danish Fibre Industries bajo el nombre comercial Firbin 23. Como consta en la hoja técnica dada en el Apéndice B, las fibras presentan 12 mm de longitud, 18 mm de diámetro y superficie específica igual a 250m<sup>2</sup>/kg.

En la misma hoja técnica, se muestran algunas pruebas realizadas en dos dosificaciones con adición de 0,91 kg de fibras por metro cúbico de hormigón. Esos resultados fueron comparados con los obtenidos para las mismas dosificaciones pero sin la adición de fibra. En los ensayos realizados cabe destacar la reducción de la trabajabilidad en función de la adición de fibras. Así, en el caso de la dosificación sin fibras, la extensión de flujo medida de acuerdo con la normativa BS 1881-102 fue de 430 mm; mientras que la



extensión de flujo fue de 335 mm en el caso de la dosificación con fibras. Se trata de una reducción bastante significativa que sería todavía mayor caso se empleara una cantidad mayor fibras. De hecho, en todas las instrucciones consultadas no se encontró ninguna que recomienda una incorporación superior a 0,91 kg de fibra del tipo Fibrin 23 por metro cúbico de hormigón.

En este contexto, la adición empleada en las pruebas de Prefabricados DELTA con 2,00 kg de fibra por metro cúbico de hormigón puede claramente generar problemas en cuanto a la trabajabilidad dependiendo de las características de la dosificación propuesta. En otras palabras, debería haber una importante reducción en la trabajabilidad del hormigón con fibras en comparación a la misma dosificación sin fibras, tal como se observó en las pruebas realizadas.

#### Evaluación de la influencia superficie específica

La hipótesis inicialmente propuesta fue que la superficie específica aportada a la mezcla por las fibras era la principal responsable por la pérdida de trabajabilidad del hormigón. Para evaluar tal hipótesis se buscó en la literatura los valores aproximados para la superficie específica de los distintos materiales empleados en la amasada. En la tabla 3.6 se muestra la superficie total de cada material por metro cúbico de hormigón además del porcentaje respecto a la superficie total del cemento <sup>(67)</sup>.

En ella se observa que la superficie total aportada a la mezcla por la fibra de polipropileno es como mínimo 8,8 veces inferior a la de los demás materiales. En valores relativos, la superficie total de las fibras corresponde tan solo a un 0,3 % de la superficie total del cemento, mientras que la arena y el filler corresponden a 23,1 % y 31,8 %, respectivamente. Así pues, un aporte tan reducido en la superficie total por parte de las fibras de polipropileno no parece ser el motivo de las grandes variaciones halladas en la trabajabilidad del hormigón, lo que prácticamente invalida la hipótesis inicial.

*Tabla 3.6 - Superficie total por metro cúbico de hormigón para los distintos materiales*

Material	Superficie total (m <sup>2</sup> )	(%) respecto superficie total del cemento
Filler	49500	31,8
Arena 0-6 mm	36050	23,1
Gravín 4-8 mm	12500	8,0
Grava 5-12 mm	4400	2,8
Cemento	155800	100,0
Fibra tipo Fibrin 23	500	0,3

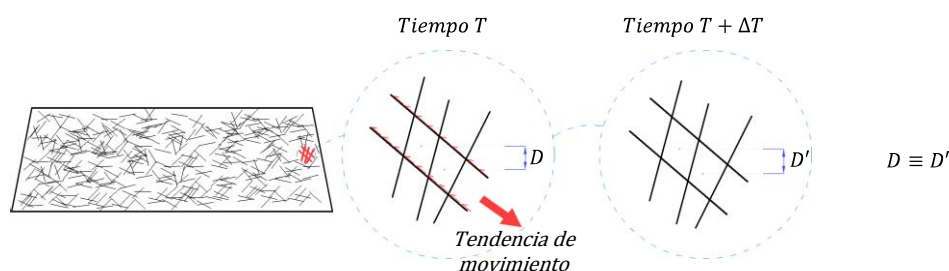
Una vez que la superficie total de contacto no es el elemento principal, quizá sea determinante la distribución de las fibras en el hormigón. Por eso, la segunda hipótesis considerada es que la pérdida de trabajabilidad se debe al mecanismo de contacto y a la distribución de las fibras en el hormigón fresco. A continuación se muestra un cálculo simplificado de la distribución de las fibras que podría explicar los resultados observados en las pruebas.

#### Cálculo simplificado de la distribución de las fibras

La trabajabilidad medida en el ensayo de extensión de flujo se caracteriza por la capacidad del mortero en fluir bajo su propio peso. Para que haya un movimiento relativo entre las partículas del hormigón es necesario que la acción debida al propio peso sea superior a la respuesta de rozamiento estático límite entre las partículas en contacto. Dentro de este concepto, las fibras presentan un comportamiento especial debido a sus características geometría, en especial, su elevada esbeltez. En función de la cantidad de fibras incorporadas, se puede formar una red cuya estructuración es suficientemente densa para introducir rozamiento interno capaz de impedir el desplazamiento relativo de las partículas.

En la figura 3.20 se muestra el desplazamiento relativo entre las partículas de un hormigón con un contenido de fibras suficiente para generar ese efecto de red densa. Como se puede observar, el

rozamiento entre las partículas y las fibras impide el desplazamiento relativo de acuerdo con la tendencia de movimiento. Por consiguiente, se notaría una reducción considerable de la trabajabilidad del hormigón.



*Figura 3.20 - Desplazamiento relativo en un hormigón con elevado contenido de fibras*

Teniendo eso en cuenta, cabe señalar que un contenido de 2 kg de las fibras tipo Fibrin 23 está compuesto por aproximadamente 880 millones de unidades con las dimensiones dadas en el apartado 3.4. Teóricamente, esa cantidad de fibras está distribuida en un metro cúbico de hormigón, lo que equivale a un espaciamiento medio de 1,0 mm entre el centro de gravedad de las fibras adyacentes. Considerando una orientación aleatoria y teniendo en cuenta que la fibra posee 12,0 mm de longitud, se forma una red bastante densa en el hormigón fresco. Una red con esas características podría claramente generar la pérdida de trabajabilidad observada en los ensayos.

Cabe señalar que el fenómeno de la formación de las redes densas en función de las características de las fibras y de la dosificación del hormigón, parece ser un tema relevante en el cual se debe ahondar. Si bien la causa fundamental del no éxito con las fibras plásticas ha sido la elevada cantidad aportada a la dosificación. Para el futuro se podría comprobar esta dosificación con 0,9 gr /m<sup>3</sup> en vez de los 2 kg/m<sup>3</sup> empleados en la dosificación 3.

### 3.5. Conclusiones

En el presente estudio fue posible constatar que la aplicación de HAC con y sin fibras a la fabricación de dovelas es plenamente factible. A pesar de los problemas observados en las pruebas de la dosificación con fibras plásticas, se constató que los HAC producidos en base a la filosofía de dosificación definida en trabajos anteriores son compatibles con los equipos y la puesta en obra usados actualmente en la fabricación de las dovelas.

Como resultado de la aplicación de dicho material se han observado importantes ventajas asociadas a la presente campaña experimental. De entre ellas, se destacan especialmente la simplificación del hormigonado de la dovela y el mejor acabado superficial de la misma. Desde un punto de vista del proceso de producción, el HAC ha permitido eliminar la fase de vibrado del molde, lo que se refleja en menor contaminación acústica del ambiente de trabajo y menores gastos con mantenimiento y compra de vibradores. Asimismo el acabado superficial obtenido de esta forma está bastante por encima de lo que se consigue con el hormigón convencional. Por consiguiente, con el empleo de HAC prácticamente se podría eliminar la etapa de corrección de las imperfecciones fruto de las deficiencias de hormigonado de la dovela.

Por otro lado, el hormigonado de la dovela empleando HAC con el molde en posición horizontal resultó en pequeñas tolerancias en la forma circunferencial del extradós de la pieza del orden de 3 mm. En un análisis preliminar se considera que éstas no comprometen el desempeño de las dovelas, con lo que son perfectamente aceptables. Asimismo las tolerancias podrían reducirse todavía más al realizar pequeñas modificaciones en los moldes como, por ejemplo, la reducción de su apertura superior. En la presente campaña experimental se estima que una reducción de 30% de dicha abertura permite reducir las tolerancias en 51% aproximadamente.

La pérdida de trabajabilidad observada en el caso de la dosificación 3 fue consecuencia de la adición de las fibras de polipropileno tipo Fibrin 23 en cantidad de 2,0 kg por metro cúbico de hormigón, algo excesiva frente a la recomendación del fabricante. En pruebas posteriores se podría reducir la cantidad de fibras de este tipo hasta aproximadamente 0,9 kg/m<sup>3</sup>. Cabe resaltar que el aumento en la superficie específica total generado por la adición de la citada fibra es de tan solo un 0,19% respecto la superficie de finos total de modo que no justifica la disminución de trabajabilidad medida a través del ensayo de extensión de flujo. Esta disminución resultó probablemente de la formación de una red densa de fibras de polipropileno que dificulta el desplazamiento relativo entre las partículas del hormigón. Ello indica que la dosificación de la fibra en los HAC no puede seguir únicamente el precepto de la igual sustitución de parte de la masa de áridos gruesos por fibras, como asume la filosofía de dosificación empleada. En esta consideración, aun debe incorporarse aspectos relativos a su distribución, a su geometría y a la formación de redes densas internamente a la masa de hormigón.

La incorporación de fibras de acero en la dosificación 4 ha resultado un éxito total, no comprometiendo el desempeño del HAC que presentó un comportamiento en estado fresco similar al HAC sin fibras. El análisis de los resultados en estado endurecido indicó que las dosificaciones ensayadas atienden a los requerimientos mínimos de resistencia para el desmolde de las dovelas tras 24 h de curado. En este contexto, la incorporación de fibras es una aportación interesante desde el punto de vista de la capacidad de la pieza de absorber impactos. Ello queda evidente a través la evaluación de la energía total absorbida a lo largo del ensayo de doble punzonamiento que fue, en el promedio, 54% mayor para la dosificación 4 en comparación con la dosificación 1.

## **4. CARACTERIZACIÓN DE LOS MORTEROS DE RELLENO**

### **4.1. Introducción**

Con el paso de la tuneladora, entre el anillo y el terreno queda un hueco que debe rellenarse para evitar desplazamientos excesivos del terreno, en función de las características del mismo. Para ello, frecuentemente se emplean morteros que, una vez transportados hasta el frente de excavación, se inyectan o bien por agujeros practicados en las dovelas, o bien por la propia cola del escudo de la tuneladora.

Desde un punto de vista del comportamiento estructural, los morteros inyectados bajo presión mantienen elevada fluidez hasta algunos metros detrás del escudo sirviendo para reducir los desplazamientos del terreno. Por otro lado, el mortero fluido representa inicialmente una carga y un riesgo adicional de inestabilidad para el anillo, lo que se reduce conforme el material se consolida y endurece. Teniendo en mente la influencia de dichos materiales sobre el comportamiento estructural del anillo durante la fase de construcción, se presenta en este capítulo el estudio de caracterización de los morteros de relleno.

Es sabido que los morteros de relleno tienen un papel cada vez más importante en el diseño de los túneles tanto en el proceso de construcción como con el túnel en servicio. No obstante, a pesar de ese creciente interés, todavía es necesario establecer y mejorar el conocimiento de las propiedades que definen el

comportamiento de estos materiales en la práctica. Solo así se podrá evaluar, con base científica, el avance logrado y los resultados fruto de las alteraciones realizadas en dichos morteros.

Las propiedades reológicas juegan un papel fundamental tanto en el comportamiento en fresco como en endurecido, influyendo en aspectos primordiales como la bombeabilidad y el relleno satisfactorio del hueco anular. Aunque hay diversos estudios que corroboran tal afirmación, pocos de ellos tratan las propiedades reológicas desde un punto de vista experimental. Cabe señalar que los métodos generalmente utilizados para determinar estas propiedades son limitados en cuanto a la capacidad de caracterizar el material. En ese contexto los reómetros representan un avance significativo puesto que permiten la evaluación precisa de la viscosidad y de la tensión umbral en los morteros.

#### **4.1.1. Objetivos**

En base a ello, el objetivo principal del presente estudio es establecer las propiedades que, por su relevancia, definen el comportamiento y sirven de base para la proposición de nuevos morteros. Con mayor detalle se busca caracterizar diversos morteros de relleno, correlacionando las propiedades medidas con el comportamiento esperado en la práctica, tanto respecto a la carga aplicada al anillo como respecto a la bombeabilidad. Asimismo, se comparan los diferentes morteros en base a los resultados obtenidos.

Ahora bien, la caracterización de las propiedades reológicas puede exigir equipos sofisticados de difícil empleo en la puesta en obra. Por ello, como objetivo secundario se estudian métodos simplificados para estimar de manera indirecta las propiedades reológicas de los morteros de relleno y correlacionarlos con los resultados de los ensayos más complejos obtenidos en laboratorio (reómetro y otros).

#### **4.1.2. Organización del estudio**

Inicialmente, en el apartado 4.2 se hace una nueva propuesta experimental para la caracterización de los morteros de relleno. En esta se definen las principales propiedades de este material así como los ensayos a realizar. Una vez concluida la campaña experimental, se procede al análisis de los resultados obtenidos, los cuales se presentan en el apartado 4.3.

En base a ello, se comparan los diferentes tipos de morteros de relleno ensayados y se estudia una posible correlación entre las propiedades reológicas medidas con el reómetro y los demás ensayos realizados. Asimismo se evalúa la bombeabilidad de los morteros de manera simplificada empleando las ecuaciones de flujo en el sistema de inyección de mortero usado en la Línea 3 de Madrid.

Todos estos análisis sirven a la etapa siguiente del estudio la cual está descrita en el apartado 4.4. En ella, se propone una guía de diseño aplicada a los morteros de relleno además de métodos alternativos para realizar el control indirecto de las prestaciones del mismo. Por fin, en el apartado 4.5, se resumen las principales conclusiones del presente estudio.

### **4.2. Nueva propuesta experimental**

La fluidez del mortero es la que regula, en gran medida, el proceso de bombeo, la eficacia de la inyección del hueco anular y las características del proceso de relleno. Hay que tener en cuenta que el mortero en algunos casos puede recorrer largas distancias hasta el punto de inyección transportado por la acción de las bombas. Al llegar en el punto de inyección, el mortero se inyecta debiendo rellenar completamente el hueco anular. Cuanto más fluido el mortero, más fácil es su transporte y mejor es su capacidad de rellenar satisfactoriamente el hueco anular.

El mortero de relleno puede considerarse un fluido de Bingham en el que se puede emplear las leyes de la hidráulica para simular y prever su comportamiento. De manera sencilla, el transporte de un líquido en una tubería se representa por la relación entre el flujo, la pérdida de carga, las diferencia de carga entre el

punto inicial y el punto final y, también, por algunas propiedades del material transportado, siendo la viscosidad y la tensión umbral las más importantes de ellas.

Tras la inyección, hay una tensión de tangencial de contacto entre el mortero de relleno y el anillo la cual depende básicamente de la tensión umbral del primero. Así pues, se verifica que las propiedades reológicas también influyen en el equilibrio y la estabilidad del anillo. En este ámbito, la parte más significativa de la carga aplicada al anillo por el mortero de relleno corresponde a la presión hidrostática del mismo. Por otro lado, el gradiente de variación de esta presión depende fundamentalmente de la densidad natural en estado fresco del mortero. En base a ello, se señala que las principales propiedades asociadas a las características de dicho material son:

- tensión umbral;
- viscosidad y
- densidad natural en estado fresco.

Teniendo esto en mente se realiza una propuesta experimental en la cual se caracterizan algunos morteros de relleno de acuerdo con las propiedades listadas con anterioridad.

#### 4.2.1. Los morteros de relleno ensayados

En la tabla 4.1 se muestra las dosificaciones de mortero de relleno establecidas, las cuales corresponden a 4 túneles construidos en España. En la misma tabla se observa una considerable variación en la composición de las diferentes dosificaciones fruto de diversas circunstancias de las obras, tanto de tipo técnico como humano (experiencias previas, etc.).

Tabla 4.1 – Dosificaciones de los morteros de relleno

	Línea 9 de Barcelona	M30 Túnel Sur	Metro L 3 Legazpi	Túnel de Pajares		
				Dosificación 1	Dosificación 2	Dosificación 3
Arena Caliza	0/2 mm 420 kg	0/2 mm 800 kg	0/2 mm 1500 kg	0/5 mm 981 kg	0/5 mm 981 kg	0/5 mm 1049 kg
Arena Silíceas	0/5 mm 980kg	-	-	0/5 mm 420 kg	0/5 mm 420 kg	0/5 mm 360 kg
Bentonita	-	-	20 kg	-	-	-
Filler Calizo	235 kg	-	-	-	-	-
Ceniza Volante	-	139 kg	250 kg	100 kg	100 kg	100 kg
Cemento	250 kg	I-42,5 SR 61 kg	I-42,5 SR 55 kg	II/AV-42,5R 50 kg	II/AV-42,5R 50 kg	II/AV-42,5R 50 kg
Plastificante	-	Plastinclair 0,9 kg	Polyheed SGE 2,5 kg	Polyheed-350 6 litros	Polyheed-350 6 litros	Sikament-390 1,25 litro
Estabilizante	1 kg	Preretard 0,6 kg	-	Estabilizer-e 272 ml	Estabilizer-e 136 ml	Sikatard-203 385 ml
Acelerante	Rebuild 2,5 kg	-	-	-	-	-
Aireante	-	Cimsil L25 0,5 kg	-	Meycofix GA40 500 ml	Meycofix GA40 500 ml	Sikanol-M 1395 ml
Agua	255 kg	150 kg	350 kg	210 litros	210 litros	230 litros

Los materiales utilizados en la preparación de los morteros provienen directamente de las obras en las cuales éstos eran empleados. Con ello, busca repetirse, dentro de lo posible, las condiciones encontradas en la práctica. La producción de los morteros y los ensayos se realizarán en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC.

#### **4.2.2. Ensayos propuestos**

Siguiendo las directrices definidas a principios del apartado 4.2, los ensayos empleados para caracterizar los morteros de relleno son: densidad aparente en estado fresco, consistencia por la mesa de sacudidas, ensayo con el reómetro. En este ámbito, hay que enfatizar el uso del reómetro como elemento diferenciador de la caracterización una vez que es poco usual pero de gran valor técnico en cuanto a los morteros de relleno.

##### **4.2.2.1. Densidad aparente en estado fresco**

El mortero en estado fresco debería comportarse de forma similar a un fluido viscoplástico de modo que su gradiente de presión hidrostática tiene relación con su densidad aparente. Por consiguiente, la carga ejercida por el mortero alrededor del anillo, el empuje vertical y el desplazamiento vertical del anillo, tiene relación con su densidad aparente en estado fresco.

Tal y como ya se ha mencionado en el estado del conocimiento, el gradiente de presiones generado por la capa de relleno en el túnel debe estar entre el gradiente hidrostático del agua y menor que el gradiente hidrostático del mortero. Consecuentemente, a partir de la densidad aparente, se puede determinar el gradiente máximo alrededor del anillo.

La densidad aparente también es esencial a la hora de evaluar la energía necesaria para el transporte e inyección del mortero. Esta propiedad, junto con los parámetros reológicos, forma parte de las ecuaciones hidráulicas que sirven de base para dimensionar el sistema de bombas, los conductos y los puntos de inyección. Desde este punto de vista, un mortero con menor densidad aparente tiende a ser más adecuado, puesto que esto se refleja en una menor carga a la estructura del anillo y, al mismo tiempo, una mayor bombeabilidad. Por lo tanto, a partir de la densidad aparente medida, se pretende clasificar los morteros ensayados con respecto al gradiente de presión impuesto en el anillo y la energía necesaria al transporte e inyección.

El procedimiento adoptado para el ensayo sigue lo que establece la norma UNE 83-814-92, empezando 15 minutos después de finalizada el amasado del mortero. Para ello, se utiliza un recipiente de hierro con 5 litros de capacidad cuya masa se mide antes del comienzo del ensayo y dentro del cual se deposita mortero en dos capas de igual altura. Cada capa recibe una compactación mediante 10 golpes alternados en los dos laterales diametralmente opuestos del recipiente. Una vez finalizada la compactación de las dos capas, se nivela el mortero y se mide la masa del conjunto.

Este procedimiento de ensayo se repite dos veces con lo que se obtienen dos medidas de densidad aparente. Si no hay discrepancias entre ellas, el resultado final se calcula por el promedio de las dos densidades aparentes medidas.

##### **4.2.2.2. Consistencia por la mesa de sacudidas**

Al ser inyectado, el mortero debe presentar características que le permitan moverse desde los puntos de inyección ocupando todos los espacios vacíos entre el anillo y el terreno. Principalmente en los túneles con inyección discontinua, este movimiento se produce parcialmente por acción del peso propio del mortero.

Dicho comportamiento es, en gran medida, lo que se mide en el ensayo de consistencia por la mesa de sacudidas. Con este ensayo se pretende evaluar de manera indirecta la capacidad de los morteros en rellenar satisfactoriamente el hueco anular sin dejar vacíos internos a esta capa. Así pues, un mortero con mayor consistencia debería rellenar el hueco anular con más facilidad, siendo menor la probabilidad de

formación de rellenos parciales o de vacíos internos. Por otra parte, se intenta correlacionar esta propiedad con la tensión umbral de cizallamiento medida con el reómetro.

El procedimiento de ensayo de la consistencia sigue la norma UNE 83-811-92. Pasados 10 minutos desde el fin del amasado, se deposita el mortero dentro de un cono estándar posicionado en el centro de la mesa de sacudidas. Tras la compactación se nivela el recipiente y, algunos segundos después, se retira el cono sin producir movimientos horizontales.

A continuación, el mortero recibe 15 golpes estándares en la mesa de sacudidas a una frecuencia de aproximadamente 1 golpe por segundo. Al final, se toma dos medidas diametralmente perpendiculares de la tarta de mortero formada. Si no hay discrepancias, el resultado del ensayo se da por el promedio de estas dos medidas.

#### 4.2.2.3. Reómetro

Los parámetros reológicos y su evolución con el tiempo sirven de base para la dosificación del mortero de relleno, tal como se ha comentado en el estado del conocimiento. De los ensayos propuestos en la literatura, el reómetro se destaca por permitir una caracterización intrínseca del material proporcionando como resultado dos parámetros físicos: la viscosidad y la tensión umbral de cizallamiento.

En base a estos, se puede prever el comportamiento del mortero tanto en la fase de bombeo como en la fase de inyección y relleno del hueco anular. Por consecuencia, los parámetros medidos también sirven para dimensionar los sistemas de bombas, los conductos y el sistema de inyección presentes en la tuneladora. Aparte, el ensayo con el reómetro puede servir como eslabón de comprobación y correlación con los resultados obtenidos a través de la mesa de sacudidas.

Por lo tanto, los principales objetivos específicos que se quiere alcanzar empleado el ensayo con reómetro son:

- prever y evaluar el comportamiento de los morteros en cuanto a transporte, inyección y relleno satisfactorio del hueco anular;
- estimar indirectamente la bombeabilidad del material de relleno a partir de los parámetros físicos medidos;
- Evaluar la validez de los análisis realizados en base a los resultados de la mesa de sacudidas.

El ensayo se inicia 15 minutos después de finalizada la mezcla siguiendo el procedimiento y las recomendaciones establecidas por el fabricante, ya que no se dispone de una norma UNE específicamente en este tema. A principio se deposita el material en el recipiente estándar cuya base se encaja en el plato mueble del reómetro luego debajo de la herramienta para ensayo de morteros, tal y como puede verse en la figura 4.1. Cuando puesto en marcha, el equipo introduce la herramienta en la masa de mortero. Enseguida el plato mueble gira el recipiente a velocidades decrecientes mientras un sensor mide la resistencia al giro impuesta por el mortero a las alas de la herramienta.

Una vez terminada la prueba, se mide la altura de mortero que efectivamente tiene contacto con la herramienta. (Véase figura 4.1) A partir de las velocidades y resistencias medidas, se calcula una regresión lineal que relaciona tensión de cizallamiento y tasa de deformación. Ambos parámetros físicos medidos a lo largo del ensayo con el reómetro permiten caracterizar de manera clara el comportamiento reológico del mortero.





Figura 4.1 - Reómetro utilizado en los ensayos

Los análisis posteriores se hacen a partir del gráfico que relaciona la tensión de cizallamiento y la tasa de deformación, como muestra la figura 4.2. En esta, la tangente de la curva representa la viscosidad del mortero mientras que la tensión umbral representa el valor del eje de abscisas cortado por la recta.

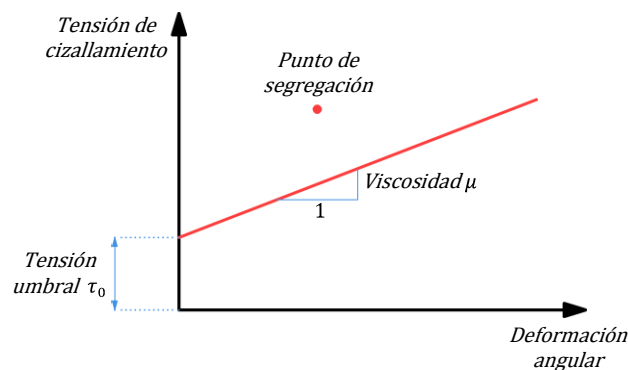


Figura 4.2 - Ejemplo de resultado de ensayo con el reómetro

#### 4.2.3. Procedimiento de producción y curado

Por una cuestión de uniformidad y coherencia se procura emplear un procedimiento de producción estándar que tiene en cuenta las características específicas a las diferentes dosificaciones ensayadas. A continuación se describe el procedimiento de producción adoptado tras un análisis detallado de las especificaciones de los materiales componentes usados en las mismas.

Inicialmente se mezcla en seco durante 3 minutos el cemento, e la ceniza volante y de los áridos, añadiendo siempre primero los materiales más finos y después los más gruesos. Con la amasadora en funcionamiento, se adiciona 2/3 del contenido total del agua, amasando durante 3 minutos más. A continuación, con la amasadora en funcionamiento, se adiciona el resto del agua y las adiciones correspondientes, tal como recomienda el fabricante. Una vez hecho esto, se amasa durante otros 6 minutos.

Finalmente, si hubiese una recomendación específica del fabricante para incorporar un componente por separado y al final del amasado, se proporcionaría el aditivo correspondiente amasando durante otros 3 minutos. En cualquier caso, si no hubiese dicha recomendación, la mezcla se amasaría igualmente durante esos 3 minutos. Terminado el proceso de producción, se vierte el mortero en un recipiente plástico a partir del cual se extraen las muestras para los ensayos.

Todos los ensayos son realizados a partir de dos amasada de 20 litros de mortero por dosificación. Para ello, se utiliza una amasadora mecánica de eje vertical con una capacidad nominal de 30 litros. Cabe señalar que el reparto de los materiales constituyentes que se encuentran en estado sólido y en estado

líquido se hace por peso y por volumen, respectivamente. En función de la humedad de los áridos, se hace la corrección de la cantidad de agua de amasado suministrada. Aparte, todos los materiales conservados en un sitio seco, ventilado y protegido.

### 4.3. Resultados y análisis

#### 4.3.1. Densidad aparente en estados fresco

En la tabla 4.2 se presentan las densidades aparentes medidas para las seis dosificaciones ensayadas. En ella se observa que la mayor densidad aparente corresponde a la dosificación de la M 30 – Túnel Sur seguida por las dosificaciones de Línea 9 de Barcelona y de la Línea 3 - Legazpi. Cabe señalar que estas dosificaciones no incorporan aditivo aireante por lo que es natural encontrar mayores densidades aparentes en estado fresco

Por el contrario, las demás dosificaciones presentan un aditivo aireante. A consecuencia de esto, se produce un aumento en el contenido de aire incorporado a la mezcla lo que produce una disminución de la densidad aparente del mortero. Este es el caso de la dosificación 3 de Pajares que incorpora una cantidad reducida de aditivo aireante Sikanol-M y presenta densidad aparente  $2,01 \text{ g/cm}^3$ . Las dosificaciones 1 y 2 de pajares, las cuales incorporan el aditivo aireante Meycofix GA-40, presentan la menor densidad aparente medida, esto es,  $1,49 \text{ g/cm}^3$ .

Tabla 4.2 - Resultados de la densidad aparente en estado fresco

Túnel	Densidad Aparente ( $\text{g/cm}^3$ )
Línea 3 – Legazpi	2,06
Pajares - Dosificación 1	1,49
Pajares - Dosificación 2	1,49
Pajares - Dosificación 3	2,01
Línea 9 de Barcelona	2,09
M30 – Túnel sur	2,16

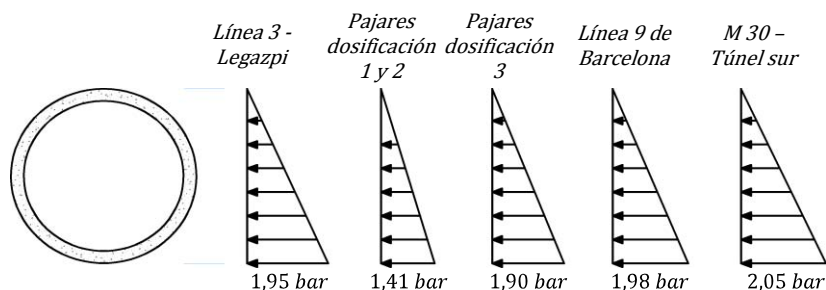
La disparidad entre los resultados medidos para las tres dosificaciones de Pajares podría tener como causa o bien el esqueleto granular, o bien el tipo y cantidad de aditivo empleado. Al analizar la tabla 4.1 se observa que el esqueleto granular de las dosificaciones 1 y 2 de Pajares es similar al de la dosificación 3 de modo que este factor no justifica los resultados obtenidos. Por otra parte, el cambio en el tipo y en la cantidad de aditivo suministrado a estas dosificaciones es bastante significativo siendo la probable causa de la diferencia de densidad aparente.

#### Presión hidrostática

De manera ideal, el mortero en estado fresco debería comportarse como un fluido de Bingham. Al igual que cuando se sumerge un sólido en agua, el material que envuelve el anillo ejerce una presión hidrostática sobre éste. En este contexto, la presión impuesta en un cierto punto de la pared del anillo es básicamente función del producto entre la densidad del mortero y de la altura sumergida del punto en cuestión. Según este raciocinio, un mortero con menor densidad aparente presentaría un menor gradiente de presiones y, por consiguiente, ejercería menor presión hidrostática en el anillo. En cambio, un mortero con mayor densidad aparente presentaría un mayor gradiente de presiones lo que equivale a mayor presión hidrostática alrededor del anillo (6; 68; 20; 69; 21).

A fin de comparar los morteros ensayados respecto a las presiones debido al gradiente de presión, se utiliza el modelo de túnel con 9070 mm de diámetro exterior y un hueco anular de 200 mm, el cual corresponde a la Línea 3-Legazpi. Como resultado de esta simulación, se muestra en la figura 4.3 la variación en la presión hidrostática generada por los morteros en el trasdós de las dovelas.

En ella puede apreciarse claramente que la presión impuesta por las dosificaciones 1 y 2 del Túnel de Pajares son las más bajas, habiendo una reducción de aproximadamente 0,5 bar en relación a la presión impuesta por las demás dosificaciones. Tal diferencia representa una disminución en un 10% sobre la presión total media la cual en diversos túneles suele estar alrededor de los 5 bares en la zona cerca del punto de inyección.



*Figura 4.3 - Gradientes de presiones teórico impuesto por las dosificaciones ensayadas*

Por otro lado, debe señalarse que la presión de inyección puede causar cambios en la densidad aparente en estado fresco. Así, si las burbujas de aire incorporadas a la masa fresca por el aditivo aireante no son suficientemente resistentes al aumento de presión, el mortero aumentaría su densidad y la diferencia en la presión hidrostática disminuiría. En cualquier caso, si la densidad aparente del mortero se mantiene después de la inyección, la presión hidrostática impuesta por el mortero de la dosificación 1 y 2 de Pajares tiende a ser aproximadamente 27% más baja que las presiones impuestas por las otras dosificaciones ensayadas.

#### **4.3.2. Consistencia medida por la mesa de sacudidas**

En la tabla 4.3 se presentan los resultados de la consistencia medida a través de la mesa de sacudidas. Las menores medidas de consistencia son encontradas para el mortero de la Línea 3 – Legazpi y para la dosificación 3 del túnel de Pajares, mientras que la mayor consistencia es encontrada en el mortero de la M 30 – Túnel Sur.

*Tabla 4.3 - Consistencia medida a través de la mesa de sacudidas*

Túnel	Consistencia (mm)
Metro Línea 3 – Legazpi	170,0
Pajares - Dosificación 1	184,0
Pajares - Dosificación 2	185,0
Pajares - Dosificación 3	181,5
Línea 9 de Barcelona	190,0
M 30 - Túnel Sur	211,5

Al analizar los cuatro primeros resultados de la tabla anterior, se nota que el comportamiento de los morteros en cuanto a consistencia tiene una relación inversa con la densidad aparente medida en estado fresco. Así, los morteros con mayor densidad aparente presentan la más baja consistencia y, al revés, los morteros con menor densidad aparente presentan las mayores consistencias.

Tal constatación no se mantiene para los morteros de la Línea 9 de Barcelona y de la M 30 – Túnel Sur, los cuales presentan la mayor densidad aparente y, al mismo tiempo, la mayor consistencia. En el caso de la dosificación de la Línea 9 de Barcelona, el elevado contenido de cemento fue la principal causa del aumento de la consistencia. Por otra parte, la elevada consistencia medida para el mortero de la M 30 – Túnel Sur no se justifica por el contenido de cemento empleado, el cual es ligeramente superior al de las dosificaciones de Pajares y de Legazpi. En vez de esto, la principal causa del aumento de la consistencia parece ser el sistema de aditivos empleado que, en este caso, incorpora un plastificante y un tixotropante.

Teniendo en cuenta que la consistencia puede ser relacionada con la capacidad de rellenar bien el hueco anular, el mejor desempeño en estado fresco debería ser encontrado para los morteros de la Línea 9 de Barcelona y de la M 30 – Túnel Sur. No obstante, dado que la relación entre la consistencia y la reología no está bien definida, conviene estudiar el comportamiento reológico de los morteros teniendo en cuenta otros puntos de vista que permitan evaluar parámetros físicos como la tensión umbral de cizallamiento  $\tau_0$  y la viscosidad  $\mu$ .

#### 4.3.3. Parámetros reológicos medidos con el reómetro

La determinación de los parámetros reológicos con el reómetro representa un gran aporte en el intento de caracterizar los morteros de relleno. De forma diferente a los ensayos más usuales para morteros, el reómetro permite caracterizar la reología del material a partir de parámetros físicos que tienen un claro valor cuantitativo. Por ello, estos parámetros sirven de base para prever el comportamiento del material frente a las posibles situaciones de puesta en obra <sup>(16; 29)</sup>.

Aparte, cabe matizar que la reología del mortero de relleno a la hora de la inyección y la evolución de la reología con el tiempo son los dos puntos clave para definir un buen mortero de relleno. En consecuencia, los parámetros reológicos medidos con el reómetro son las herramientas básicas para diseñar las dosificaciones de estos materiales. Los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos se presentan en la figura 4.4, en la que en abscisas se muestra la relación de deformación horizontal frente a la vertical (distorsión angular dada en  $s^{-1}$ ) y en ordenadas la tensión de cizallamiento aplicada en Pa.

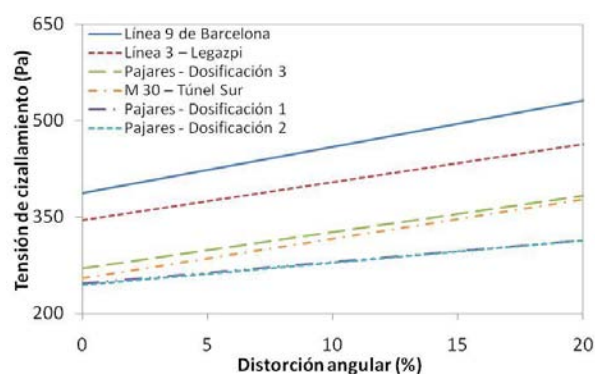


Figura 4.4 - Resultados del ensayo con el reómetro para los cuatro morteros producidos

A partir de estas curvas se determinan la tensión umbral de cizallamiento ( $\tau_0$ ), o sea, la mínima tensión que debe ser introducida al material para que éste entre en movimiento <sup>(70)</sup>. En la tabla 4.4 se muestra tensión  $\tau_0$  medida para los morteros ensayados. En ella puede verse que el mortero de la Línea 3 – Legazpi y de la Línea 9 de Barcelona presentan el mayor valor de  $\tau_0$ , mientras que los morteros de la M 30 Túnel Sur del Túnel de Pajares presentan tensión umbral semejante entre sí, aunque algo mayor en el caso de la dosificación 3.

Tabla 4.4 - Tensión umbral de cizallamiento medida

Túnel	Tensión Umbral de Cizallamiento (Pa)
Metro Línea 3 – Legazpi	345,5
Pajares - Dosificación 1	246,3
Pajares - Dosificación 2	244,9
Pajares - Dosificación 3	270,3
Línea 9 de Barcelona	386,9
M 30 – Túnel Sur	254,5

Al tener menor  $\tau_0$ , los morteros del Túnel de Pajares se ponen en movimiento con mayor facilidad demandando menor esfuerzo inicial del sistema de propulsión. Estos morteros también presentan mayor capacidad de fluir por efecto de la presión empleada con lo que rellenarían el hueco anular de manera más fácil y uniforme. Al contrario, el mortero del Túnel Metro Línea 3 – Legazpi y de la Línea 9 de Barcelona demandaría un esfuerzo mayor para ponerse en movimiento y podría presentar mayor dificultad para rellenar uniformemente el hueco anular.

En base a los resultados, se puede inferir que, en iguales condiciones, el relleno ejecutado con los morteros de la M 30 – Túnel Sur y de Pajares (principalmente las dosificaciones 1 y 2) tiende a presentar mejor calidad que el relleno hecho con el mortero del Túnel Metro Línea 3 – Legazpi o con el mortero de la Línea 9 de Barcelona. Aparte, este último tiene un mayor riesgo de dejar huecos en el relleno.

El valor de la tensión umbral de cizallamiento también es útil a la hora de dimensionar y definir el sistema de propulsión del mortero. Así, posiblemente los morteros de las dosificaciones 1 y 2 de Pajares demandarían equipos de bombeo menos potentes. Otra observación interesante es que, por presentar menor  $\tau_0$ , los morteros del Túnel de Pajares tienen menor resistencia interna al desplazamiento, siendo sometidos a presión con más facilidad. En cambio, en el caso del mortero de la Línea 3 – Legazpi y de la Línea 9 de Barcelona al ser la resistencia interna mayor, resulta más difícil ponerlos en presión.

Una vez el material se mueva, la viscosidad marca la tensión adicional que se debe aplicar a fin de producir un incremento unitario en la tasa de deformación. En la tabla 4.5 se muestra la viscosidad medida en las 6 dosificaciones ensayadas <sup>(70)</sup>. Como es lógico, los morteros de las dosificaciones 1 y 2 del Túnel de Pajares, que sólo se diferencian en la cantidad de retardante, presentaron viscosidad prácticamente idéntica. Por otra parte, el cambio de aditivos que hay en la dosificación 3 se reflejó en el aumento de la viscosidad medida.

Desde un punto de vista de transporte e inyección del mortero, una baja viscosidad es favorable puesto que, con un pequeño incremento en la tensión tangencial, se lograría un gran aumento en el caudal. Sin embargo, el análisis de la importancia de la viscosidad para un mortero de relleno debe estar obligatoriamente asociado a la tensión umbral de cizallamiento. Así, de nada sirve una baja viscosidad si la tensión límite para que el material empiece a moverse es muy elevada. Este es precisamente el caso del mortero de la Línea 9 de Barcelona que presentó alta tensión  $\tau_0$ , de tal suerte que los incrementos de tensión dados sobre este valor, aunque pequeños, solicitan todavía más el sistema de bombeo.

Tabla 4.5 - Viscosidad medida

Túnel	Viscosidad (Pa.s)
Metro Línea 3 – Legazpi	5,90
Pajares - Dosificación 1	3,38
Pajares - Dosificación 2	3,42
Pajares - Dosificación 3	5,63
Línea 9 de Barcelona	7,22
M 30 – Túnel Sur	6,12

Si la tensión  $\tau_0$  no es tan alta, la viscosidad debe ser considerada como un parámetro importante a la hora de definir el mejor mortero de relleno. Las dosificaciones de la M 30 – Túnel Sur y del Túnel de Pajares presentan tensiones de cizallamiento similares pero, al mismo tiempo, diferencias considerables en cuanto a su viscosidad. En este caso, se optaría por las dosificaciones 1 y 2 de Pajares que, con un menor incremento en la tensión tangencial podrían alcanzar la tasa de inyección deseada.

Vale destacar que, a pesar de presentar la mayor consistencia medida en la mesa de sacudidas, el mortero de la Línea 9 de Barcelona tuvo tensión umbral de cizallamiento y viscosidad más elevada que los morteros de Pajares. Ello refuerza todavía más la necesidad de emplear el ensayo con el reómetro para caracterizar la verdadera reología de los morteros de relleno. Teniendo esto en cuenta, en el apartado siguiente se buscan maneras simplificadas de estimar dichas propiedades reológicas en base a ensayo de fácil puesta en obra o mediante correlación con las características de cada dosificación.

#### 4.3.4. Determinación indirecta de los parámetros reológicos

##### 4.3.4.1. Correlación entre tensión umbral y el ensayo de la mesa de sacudidas

Existen diversos estudios relacionados con la estimación indirecta de las propiedades reológicas de hormigones en base a los resultados del ensayo de consistencia <sup>(71; 72)</sup>. Incluso se ha propuesto un ensayo de Slump modificado que incorpora la medición de parámetros adicionales que mejoran la correlación con las propiedades reológicas del hormigón <sup>(73)</sup>.

En el caso de los morteros, la medición de la consistencia no se hace con el cono de Abrams sino con la mesa de sacudidas. Así pues, de manera análoga al que se tiene para los hormigones, se evalúa la existencia de una correlación entre los parámetros reológicos y los resultados obtenidos en la mesa de sacudidas.

Como resultado de tal estudio se obtiene la figura 4.5 que muestra para los 6 morteros ensayados la contrastación de la tensión umbral, en el eje de las ordenadas, con la consistencia, en el eje de las abscisas. En ella se aprecia que el análisis conjunto de dichos parámetros no indica una tendencia de comportamiento clara, lo que resulta en un grado de correlación inferior a 0,15 para todos los tipos de regresiones empleadas.

Por otra parte, el intento de correlacionar la viscosidad con la consistencia se muestra en la figura 4.6. Tal y como puede apreciarse, el grado de correlación obtenido en este caso fue incluso inferior al encontrado para la tensión umbral. Así pues, se constata que en base al conjunto de los resultados de la presente campaña experimental no es posible determinar ninguna correlación entre el ensayo de consistencia en la mesa de sacudidas y los parámetros reológicos.

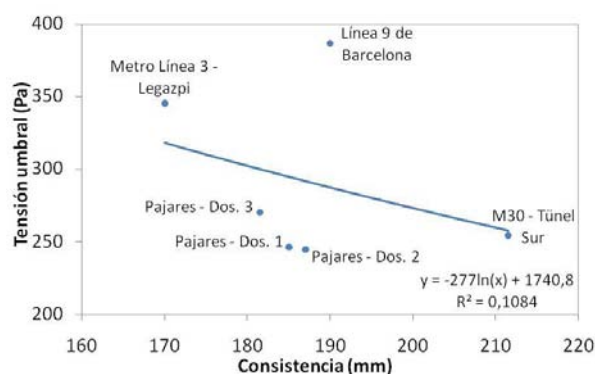


Figura 4.5 - Correlación entre tensión umbral y consistencia medida con la mesa de sacudidas

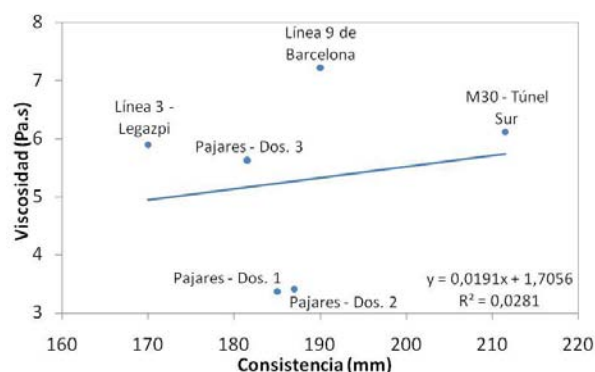


Figura 4.6 - Correlación entre viscosidad y consistencia medida con la mesa de sacudidas

En vías de mejorar el grado de correlación se hace necesario considerar otros parámetros en el ensayo de consistencia estándar. El estudio de los parámetros a considerar y su efecto sobre la reología exigen la

realización de una amplia campaña experimental, lo que sale del ámbito de esta línea de investigación y de los objetivos generales definidos inicialmente.

En vez de esto, se realiza un estudio complementario buscando otras características de las dosificaciones ensayadas que pueden ser correlacionadas con la reología. De hecho, fueron realizados diversos intentos, pero no se encontraron resultados satisfactorios en la mayoría de ellos. A continuación se muestra el que arroja las mejores correlaciones.

#### *4.3.4.2. Correlación entre tensión umbral y contenido de finos*

Existen dos posibles comportamientos reológicos cuando se realiza una dispersión con fillers. Cuando las partículas que componen el filler presentan interacción entre sí, la dispersión presenta cierta tensión umbral en función de la estructura resistente formada por la red de partículas<sup>(74; 75; 76)</sup>. Por otra parte, en suspensiones de partículas que no interaccionan entre sí, se observa un comportamiento pseudoplástico sin tensión umbral<sup>(77; 78)</sup>.

En experimentos realizados por Husband et al fue estudiada la reología de dispersiones de diferentes proporciones de carbonato de calcio en aceite. La interacción medida entre partículas fue prácticamente nula. No obstante, en tales estudios, se observó que cuando la dispersión se acerca a la condición de máximo empaquetamiento hay un aumento drástico en la tensión umbral medida. Así pues, se verificó que incluso en dispersiones sin interacción entre partículas puede haber una tensión umbral, la cual parece estar asociado al nivel de empaquetamiento. Cabe señalar que aspectos como la influencia de la granulometría y la naturaleza las de partículas usadas en la dispersión no fueron estudiados aunque también deben influenciar la tensión umbral<sup>(79)</sup>.

Algunos de estos aspectos fueron analizados en estudio realizado por Logos y Nguyen sobre las propiedades reológicas de lechadas de carbón y agua. En este estudio se comprobó que la adición de una lechada con material más grueso a una lechada con material más fino lleva a la reducción de la tensión umbral y de la viscosidad. Este comportamiento es fruto de la dilución y de la frecuencia con que se observan los contactos entre partículas. Las mezclas con más finos presentan mayor probabilidad de contacto entre partículas, las cuales pasan a formar una red internamente a la lechada llevando en aumento de la tensión umbral<sup>(80)</sup>.

El caso de dispersiones en que hay interacción electromagnética entre partículas fue estudiada numéricamente por Ota y Miyamoto. En el caso de la dilución de partículas de igual dimensión, las propiedades reológicas no se encuentran influenciadas por la dimensión de la misma. Por otra parte, en el caso de una combinación de dos tipos de partículas con diferentes dimensiones, las propiedades reológicas pasan a ser función de las dimensiones de las mismas<sup>(81)</sup>.

Al igual que algunos de los materiales descritos anteriormente, los morteros de relleno pueden ser considerados como mezclas de partículas de diferentes diámetros con un bajo grado de interacción entre sí. Al evaluar los resultados obtenidos con el reómetro, se observó que de cierto modo las propiedades reológicas (principalmente la tensión umbral) variaban de acuerdo con el contenido de finos de cada dosificación. A fin de evidenciar esta relación de dependencia se propone un análisis comparativo simplificado, considerando como finos los materiales pasantes en el tamiz 200.

Una vez que no se dispone de las curvas granulométricas de los materiales empleados, se considera que un 10% en masa de la arena caliza o de la arena granítica pasa por el tamiz 200. Aparte, todo el contenido de cemento, ceniza volante y filler son considerados como finos. El contenido total de finos calculado de acuerdo con el párrafo anterior, está dado en la tabla 4.6.

El mayor contenido de finos fue obtenido para la Línea 9 de Barcelona y para la Línea 3 – Legazpi. Por otra parte, el contenido de finos calculado para las dosificaciones 1 y 2 de Pajares son considerablemente menores que aquellos. La figura 4.7 muestra el gráfico de la tensión umbral de cizallamiento en función del contenido de finos de cada dosificación. En la misma figura, se muestra una regresión lineal y el coeficiente de correlación entre los dos diferentes parámetros.

Tabla 4.6 - Determinación del total de finos

	Línea 3 – Legazpi	Pajares - Dosificación 1	Pajares - Dosificación 2	Pajares - Dosificación 3	Línea 9 de Barcelona	M 30 – Túnel Sur
Cemento (kg)	55,0	50,0	50,0	50,0	250,0	61
Filler (kg)	-	-	-	-	235,0	-
Ceniza Volante (kg)	250,0	100,0	100,0	100,0	-	139
10% de la Arena Caliza (kg)	150,0	98,1	98,1	104,9	54,4	80
Masa Total de Finos (kg)	455,0	248,1	248,1	254,9	539,4	280

A pesar de los pocos datos disponibles, parece haber una clara correlación entre la tensión umbral de cizallamiento y la masa total de finos pasantes por el tamiz 200. De acuerdo con la regresión lineal, cada 100 kg de finos añadidos a la mezcla representa un aumento de 46,7 Pa en la tensión umbral de cizallamiento.

El coeficiente de correlación calculado es considerablemente elevado, lo que hace factible una estimación simplificada de la tensión umbral a partir del contenido de finos del mortero. Tal estimación representa un aporte de gran relevancia dando una idea de la reología del material sin necesidad de realización de pruebas o ensayos complejos.

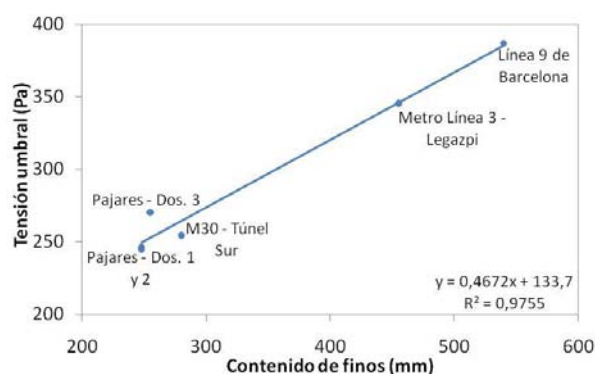


Figura 4.7 - Correlación entre tensión umbral y contenido de finos

El comportamiento observado en la figura 4.7 es probablemente función del elevado contenido de agua y de la superficie específica de los finos presentes en los morteros. Así, en mezclas con mayor contenido de finos el agua tiene que envolver una mayor superficie total. Con ello, la capa de agua que envuelve las partículas es más delgada resultando en una estructura con mayor cohesión y, por consiguiente, mayor tensión umbral. Por otra parte, en mezclas con menor contenido de finos, la superficie a ser envuelta es menor con lo que la capa de agua alrededor de cada partícula alcanza mayor espesor. Debido a ello, el contacto entre partículas del esqueleto granular se reduce habiendo más libertad para el movimiento relativo entre ellas. Como consecuencia se obtiene una estructura con menor cohesión y menor tensión umbral. Aparte, también hay que tener en cuenta que la adición de finos tiende a producir un mejor empaquetamiento del esqueleto granular de los morteros, lo que podría llevar al aumento de la viscosidad tal y como describe Husband et al <sup>(79)</sup>.



De manera análoga al que se hizo para la tensión umbral, la figura 4.8 relaciona el contenido de finos con la viscosidad de los morteros ensayados.

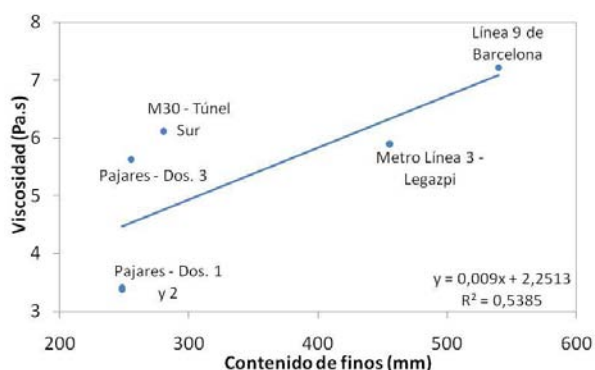


Figura 4.8 - Correlación entre viscosidad y contenido de finos

En el caso de la viscosidad no parece haber correlación muy clara respecto al contenido de finos, con lo que el coeficiente de correlación calculado es bastante menor que el obtenido para la tensión umbral de cizallamiento.

#### 4.3.5. Cuantificación de la bombeabilidad de los morteros

La bombeabilidad de un cierto material depende tanto de sus propias características como de las características del sistema a través del cual se realiza la operación de bombeo. Teniendo en cuenta que las principales propiedades del material que pueden influir en el bombeo ya fueron evaluadas a lo largo de esta campaña experimental, se puede determinar la bombeabilidad de los morteros de forma simplificada una vez definido el sistema en el cual se realizará el bombeo.

Para ello, se toma el sistema de inyección de mortero de la tuneladora Guster empleada en la construcción de la Línea 3-Legazpi con 9070 mm de diámetro exterior y un hueco anular con 200 mm de espesor. Dicho sistema se compone de 6 puntos de inyección alimentados a cada dos de manera prácticamente simétrica por una bomba tal y como muestra la figura 4.9. En la misma figura también se indican resumidamente la longitud y el diámetro de cada tramo además de la cota altimétrica de algunos puntos. Se adoptó como cota  $H = 0$  m la salida del conjunto de bombas.

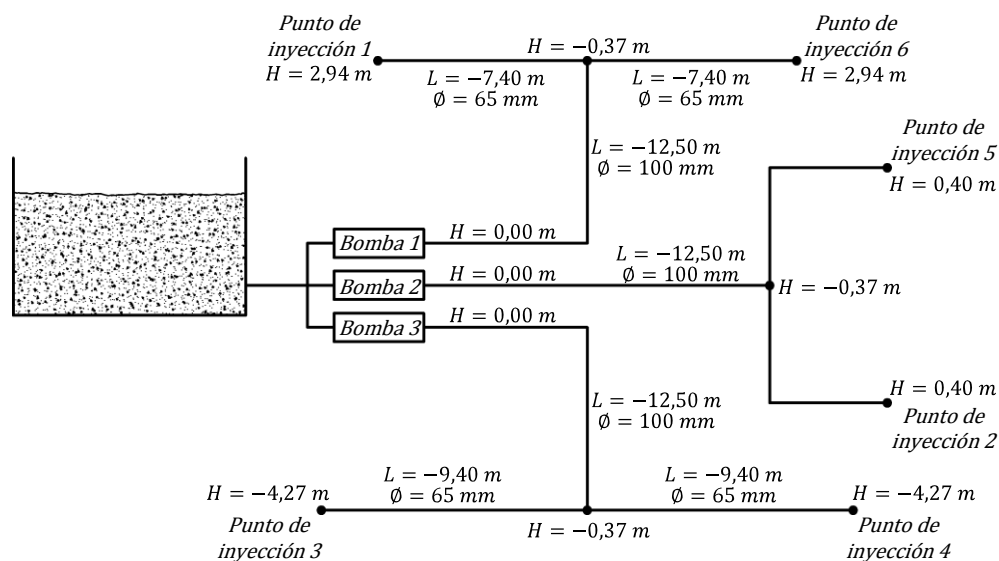


Figura 4.9 - Sistema de inyección de mortero en la tuneladora Guster

Para todos los tramo se admite la validez de la ecuación clásica de Bernoulli que permite calcular la energía en un dado punto del sistema de inyección a través de la ecuación 4.1. En esta,  $P$  es la presión en Pa,  $\rho$  es la densidad del líquido en g/cm<sup>3</sup>,  $V$  es la velocidad en m/s,  $g$  es la constante gravitacional en m/s<sup>2</sup> y  $H$  representa la cota del punto en metros.

$$E = P + \frac{\rho \cdot V^2}{2} + \rho \cdot g \cdot H \quad [4.1]$$

En una situación ideal, es decir, sin pérdidas de presión por rozamiento, se mantiene el principio de la conservación de la energía y, por lo tanto, la energía calculada en el inicio del tramo es igual a la energía calculada en el fin del tramo. Con eso, se puede escribir las ecuaciones 4.2 y 4.3 en las cuales el subíndice empleado se refiere al punto inicial ( $x_i$ ) y al punto final ( $x_f$ ) del tramo.

$$E_i = E_f \quad [4.2]$$

$$P_i + \frac{\rho \cdot V_i^2}{2} + \rho \cdot g \cdot H_i = P_f + \frac{\rho \cdot V_f^2}{2} + \rho \cdot g \cdot H_f \quad [4.3]$$

No obstante, en la realidad existe el rozamiento entre el mortero y el tubo lo que produce una pérdida que es proporcional a la longitud equivalente del tramo y se calcula como muestra la ecuación 4.4. En esta,  $\Delta E$  es la pérdida de energía en todo el tramo,  $f$  es la pérdida de energía por unidad de longitud y  $L_{eq}$  es la longitud equivalente del tramo. Estudios hechos con el bombeo de hormigón apuntan que a presiones inferiores a 9 MPa, la longitud equivalente del tramo no depende de las conexiones empleadas siendo igual a la longitud real ( $L$ ) del tramo <sup>(82; 83)</sup>.

$$\Delta E = f \cdot L_{eq} = f \cdot L \quad [4.4]$$

Así, en una situación real, se puede decir que la energía calculada en el inicio del tramo es igual a la energía calculada en el final del a más de una pérdida debido al rozamiento, como muestra la ecuación 4.5. Al introducir en esta las ecuaciones 4.3 y 4.4 se obtiene la ecuación 4.6.

$$E_i = E_f + \Delta E \quad [4.5]$$

$$P_i + \frac{\rho \cdot V_i^2}{2} + \rho \cdot g \cdot H_i = P_f + \frac{\rho \cdot V_f^2}{2} + \rho \cdot g \cdot H_f + f \cdot L \quad [4.6]$$

Para un fluido de Bingham, la pérdida de energía por unidad de longitud ( $f$ ) se relaciona con la velocidad  $V$ , el radio del tubo  $R$ , la viscosidad  $\mu$  y la tensión umbral  $\tau_0$  del material por la ecuación de Buckingham-Renier dada abajo <sup>(84)</sup>. Esta ecuación se aplicó con éxito en el bombeo de lechadas de cemento empleadas en el proceso "Cut-and-Fill" de minas <sup>(85)</sup>. Puesto que estas lechadas por veces son usadas con la incorporación de áridos finos, se hace una extrapolación para los morteros de relleno. Cabe destacar que en estado fresco todos los morteros ensayados se comportan como un fluido de Bingham, lo que quedó evidente tras el ensayo con el reómetro.

$$V = \frac{f \cdot R^3}{8 \cdot \mu} \cdot \left[ 1 - \frac{8}{3} \cdot \frac{\tau_0}{f \cdot R} + \frac{16}{3} \cdot \left( \frac{\tau_0}{f \cdot R} \right)^4 \right] \quad [4.7]$$

Considerando que la presión del punto de inyección es conocida e igual a la presión final del último tramo, la única incógnita que queda en la ecuación 4.6 es la presión inicial. Por otra parte, esta presión inicial calculada debe ser igual a la presión final del tramo inmediatamente anterior lo que permite el cálculo de la presión inicial del nuevo tramo considerado. Tal procedimiento se repite de modo a determinar la presión inicial de cada tramo hasta llegar a la salida de la bomba que es la responsable por suministrar la energía para el bombeo del mortero. En todo caso, habiendo un cambio en el radio del tubo o en la velocidad del mortero, se hace nuevamente el cálculo de la pérdida de energía por unidad de longitud.

El mismo estudio se hizo de manera idéntica para diversas velocidades de avance de la tuneladora ya que esto implica en velocidades de inyección de mortero ( $V$ ) distintas. Asimismo, una vez que el objetivo es evaluar únicamente la bombeabilidad de cada mortero, se consideró que la presión del punto de inyección para los casos estudiados era igual a la mínima presión que posibilitaba la inyección del material. En otras

palabras, en todos los casos se calculó la mínima presión necesaria para inyectar el mortero a una cierta velocidad.

En la figura 4.10 se presenta la presión que se debe emplear en la salida de la bomba para que el caudal de inyección sea compatible con la velocidad de avance de la tuneladora. En esta, se observa que el aumento en la velocidad de avance causa la demanda de un mayor caudal de inyección, lo que se logra con un correspondiente aumento en la presión de la bomba.

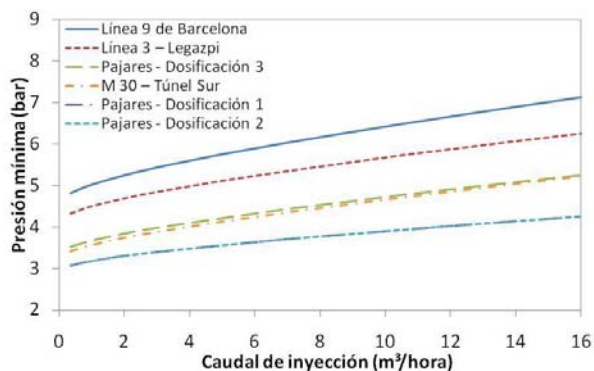


Figura 4.10 - Presión mínima para la inyección de los morteros ensayados

Tal como se esperaba, los morteros de las dosificaciones 1 y 2 del Túnel de Pajares son los que demandan la menor presión a fin de ser bombeados. Por consiguiente, estos morteros también son los que menos solicitan el conjunto de bombas exigiendo una presión entre 3,07 bares para un caudal de inyección 0,35 m³/hora - equivalente al avance de 1 mm/min - y 4,37 bares para un caudal de 17,47 m³/hora - equivalente al avance de 50mm/min.

Por otra parte, las presiones mínimas demandadas del conjunto de bombas para el bombeo del mortero de la Línea 9 de Barcelona son considerablemente mayores variando entre 4,77, para un caudal de inyección 0,35 m³/hora, y 7,24 bares, para un caudal de inyección de 17,47 m³/hora. Asimismo es interesante evaluar la potencia consumida por el conjunto de bombas en la operación de bombeo de los diversos morteros considerados. La potencia mínima consumida  $W$  es calculada en la ecuación 4.8 a través de la multiplicación del caudal bombeado  $Q$  y la presión empleada por el conjunto de bombas  $P$ .

$$W = Q \cdot P \quad [4.8]$$

La Figura 4.11 muestra la relación entre potencia mínima consumida y el caudal de inyección para los diferentes morteros ensayados.

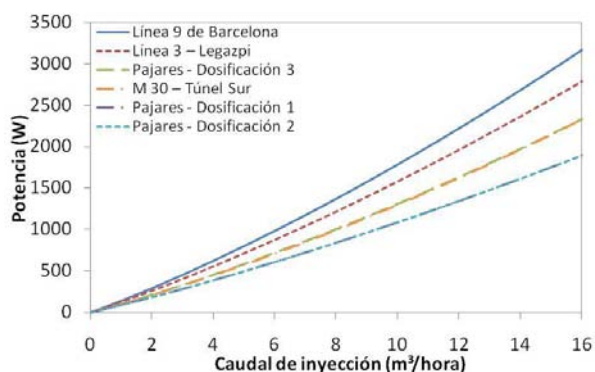


Figura 4.11 - Potencia mínima consumida para los diferentes morteros ensayados

Se observa que la potencia consumida a velocidades de avance bajas es muy similar para todos los morteros. No obstante, conforme aumenta la velocidad de avance, también surgen mayores diferencias

entre la potencia mínima demandada. Así, para el caudal máximo de inyección, el mortero de la Línea 9 de Barcelona requiera una potencia 67% mayor que la demandada en el bombeo de los morteros de las dosificaciones 1 y 2 de Pajares.

Cabe señalar que el gráfico de la potencia mínima en función del caudal empieza siempre del origen y, en un rango de datos inicial, tiene un formato que se asemeja al de una recta. Por ello, la pendiente de esta recta parece ser un buen indicativo de la bombeabilidad del mortero. Desde un punto de vista físico, un mortero que tenga una recta con menor pendiente demandará menos potencia para su inyección mientras que un mortero con mayor pendiente necesitará una potencia más elevada.

La tabla 4.7 muestra la pendiente calculada para cada mortero además del coeficiente R<sup>2</sup> de las regresiones lineales usadas.

*Tabla 4.7 - Pendiente de la regresión lineal en el gráfico de potencia mínima versus caudal*

	Pendiente (W.hora/m <sup>3</sup> )	R <sup>2</sup>
Línea 3 - Legazpi	174,875	0,998
Pajares - Dosificación 1	118,838	0,998
Pajares - Dosificación 2	118,838	0,998
Pajares - Dosificación 3	146,575	0,997
Línea 9 de Barcelona	199,016	0,997
M 30 - Túnel Sur	146,245	0,997

En todos los casos el coeficiente de correlación es superior o igual a 0,997, lo que indica la factibilidad de representar la bombeabilidad a través de la pendiente indicada en la misma tabla. La pendiente medida para las dosificaciones 1 y 2 de Pajares es bastante menor que la calculada para las demás dosificaciones, indicando que, de hecho, aquellas son las dosificaciones más bombeables. Por otra parte el mortero de la Línea 9 de Barcelona presentó la pendiente más elevada y, por eso, sería el menos bombeable entre todos los morteros ensayados.

#### **4.3.6. Proceso de mezcla y evolución de la reología con el tiempo**

El mortero de relleno es generalmente producido en centrales de amasado localizadas en la zona exterior al túnel. Luego, el material es llevado a reservorios ubicando en la propia tuneladora, donde permanece hasta el momento de la inyección. Dentro de este proceso es normal observar un intervalo de 2 horas o incluso más entre la mezcla del mortero y la efectiva inyección del mismo.

Parece evidente que debido al paso del tiempo las características de dicho material en el momento de la inyección no son iguales a las del mortero recién amasado. Por ello se hace necesario evaluar la evolución de las propiedades reológicas con el tiempo. En este contexto, también hay que tener en cuenta la influencia que del procedimiento empleado para la conservación del mortero. Así pues, se supone que la evolución de las propiedades reológicas tras el amasado es distinta para un mortero continuamente mezclado en comparación a un mortero que no es mezclado.

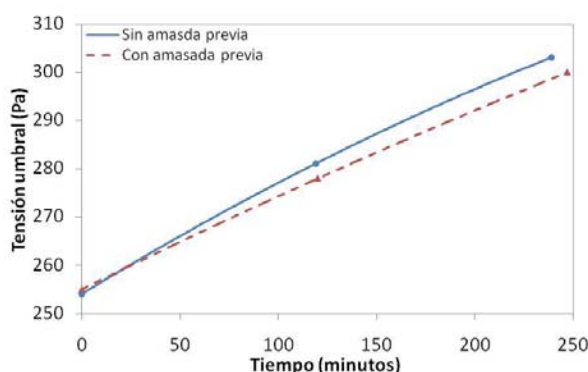
Estudios realizados por otros autores con materiales similares muestran que las propiedades reológicas presentan una variación considerable con el paso del tiempo <sup>(70; 86)</sup>. Sin embargo, no se ha encontrado publicaciones que tratan específicamente de los morteros de relleno. Igualmente, no se han encontrado estudios que comparan la evolución de dichas propiedades en función del proceso de conservación elegido.

En base a esto, se realiza una tanda de ensayos con objetivo de caracterizar la evolución de la reología de un mortero de relleno, teniendo en cuenta dos procedimientos de conservación del material. En el primero de ellos, una vez finalizado la etapa de producción, el mortero no recibe ningún tipo de amasado posterior. En el segundo de ellos, tras la etapa de producción, el mortero es conservado en la propia

amasadora siendo mezclado durante 9 minutos antes de cada ensayo con el reómetro. Cabe señalar que en ambos procedimientos se recubre superficialmente el mortero con un filme plástico para evitar la evaporación indeseada del agua de la mezcla.

Por una cuestión de disponibilidad de materiales, sólo fue posible ensayar la dosificación empleado en la M30, la cual presenta un inicio de fraguado igual a 8 horas. Con esta dosificación, fueron realizadas dos amasadas: una que recibe el procedimiento de conservación sin amasado posterior y una que responde al procedimiento con amasado posterior. En ambos casos, el ensayo con el reómetro es realizado a cada dos horas.

La figura 4.12 muestra la evolución de la tensión umbral medida para estas dos amasadas en función del tiempo. En ella, puede apreciarse que la evolución de la tensión umbral para el procedimiento de conservación sin amasado posterior es ligeramente superior al obtenido para el procedimiento con amasado posterior.



*Figura 4.12 - Evolución de la tensión umbral para los dos procedimientos de conservación*

Asimismo, se constata que la variación de la tensión umbral con el tiempo sigue una tendencia prácticamente lineal, pasando de 255Pa a aproximadamente 300Pa en un intervalo de 4 horas. Tal diferencia indica una pérdida significativa desde un punto de vista reológico, lo que podría incluso tornar impracticable el bombeo de estos morteros. Ello queda evidente en el ensayo con la mesa de sacudidas el cual mostró al inicio una torta de aproximadamente 211mm, pero no pudo ser realizado al paso de 4 horas debido a la bajísima trabajabilidad de los morteros. Así todo, las tendencias presentadas en los gráficos están de acuerdo con los estudios sobre la evolución de las propiedades reológicas realizados por Wallevik y por Petit et al <sup>(70; 86)</sup>.

En la figura 4.13 se muestra la evolución de la viscosidad con el tiempo para los procedimientos de conservación sin y con amasado posterior. Como puede observarse, tras un período de 4 horas, el mortero sin amasado posterior presenta un aumento de 262% en la viscosidad mientras que el mortero con amasado posterior presenta una reducción de 28%. Así pues, queda evidente que la influencia del procedimiento de conservación sobre la viscosidad del mortero es mucho más significativa que en el caso de la tensión umbral.

La tendencia exponencial observada en la figura 4.13 para el mortero sin amasado posterior es muy similar al encontrado por Petit et al en un estudio sobre morteros usados en la fabricación hormigones autocompactantes. Cabe señalar que en dicho estudio el autor también considera una conservación del mortero sin amasado posterior <sup>(86)</sup>. Por otra parte, la tendencia lineal ligeramente decreciente observada para el mortero con amasado posterior encuentra paralelo en los estudios realizados por Wallevik, en los cuales son caracterizados morteros convencionales teniendo en cuenta un procedimiento de conservación con amasado antes de cada medición <sup>(70)</sup>.

Desde un punto de vista físico, la justificación para el comportamiento evolutivo de la tensión umbral y de la viscosidad posiblemente deriva de la interacción entre las partículas que componen el mortero. Es sabido que con el paso del tiempo se producen cambios en la microestructura del mortero debido a la

propia hidratación del cemento. En función de estos cambios, se nota la expansión de las partículas de cemento conformando gradualmente una red que gana rigidez con el tiempo.

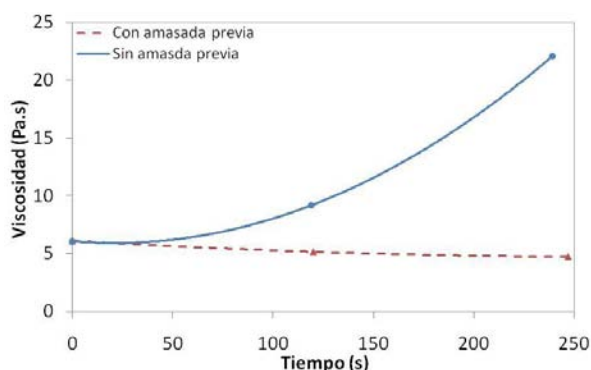


Figura 4.13 - Evolución de la viscosidad para los dos procedimientos de conservación

Este aumento de rigidez se desarrolla sin impedimentos en el mortero que no recibe ninguna amasada posterior, resultando en una drástica variación de las propiedades reológicas. Sin embargo, la energía aplicada por la amasadora al el mortero con amasada posterior produce una ruptura de esta red de partículas con lo que no se nota aumento en la viscosidad con el paso del tiempo.

#### 4.4. Guía de diseño

De lo expuesto en los apartados anteriores, se derivan en la tabla 4.8 algunas directrices para la dosificación de morteros de relleno con características satisfactorias desde un punto de vista de la bombeabilidad, de la capacidad de rellenar el hueco anular y de la carga impuesta al anillo.

Tabla 4.8 - Recomendaciones para la dosificación de morteros de relleno

Propiedades	Recomendación	Actuación
Densidad aparente	Buscar valores bajos intentado estar por debajo de los 1,7 g/cm <sup>3</sup>	Incorporar aditivos aireantes
Tensión umbral	Buscar valores bajos intentando nunca superar los 300Pa.	Variar el contenido de finos
	Usar contenidos morteros con contenido de finos inferior a 350 kg/ m <sup>3</sup>	
Viscosidad	Cuando sea necesario inyectar mayores caudales y cuando se tenga baja tensión umbral, buscar valores bajos de viscosidad	Jugar con la cantidad y los tipos de aditivos plastificantes empleados

Aparte, se recomienda el uso de la correlación entre el contenido de finos y la tensión umbral para realizar el control y la estimación de las propiedades reológicas en obra. La correlación a emplear debe contrastarse en cada caso a través de ensayos previos. Así todo, en base a la correlación definida en el presente estudio se recomienda limitar el contenido de finos de la dosificación en 350 kg/m<sup>3</sup> el cual debería dar lugar a morteros con tensión umbral por debajo de los 300 Pa.

Aunque las directrices presentadas en la tabla son de gran utilidad para definir los parámetros de partidas de una dosificación, las prestaciones exigidas de los morteros de relleno dependen de la situación de contorno encontrada a lo largo de la excavación. Por lo tanto, ésta puede variar considerablemente de una obra para otra e incluso dentro de un mismo trazado. El planteamiento de establecer valores base para el contenido de algunos componentes de la dosificación de los morteros no parece ser el enfoque más adecuado puesto que, frente a las variaciones encontradas en la realidad, habría que definir rangos excesivamente amplios resultando en recomendaciones excesivamente vagas.

En vez de esto, en el presente trabajo se propone un nuevo enfoque más flexible que se molda a los requerimientos encontrados tal y como evidencia la Figura 4.14. En ella se muestra el procedimiento de diseño para las dosificaciones de los morteros de relleno en base a los logros alcanzados a lo largo de los estudios en esta línea de investigación.

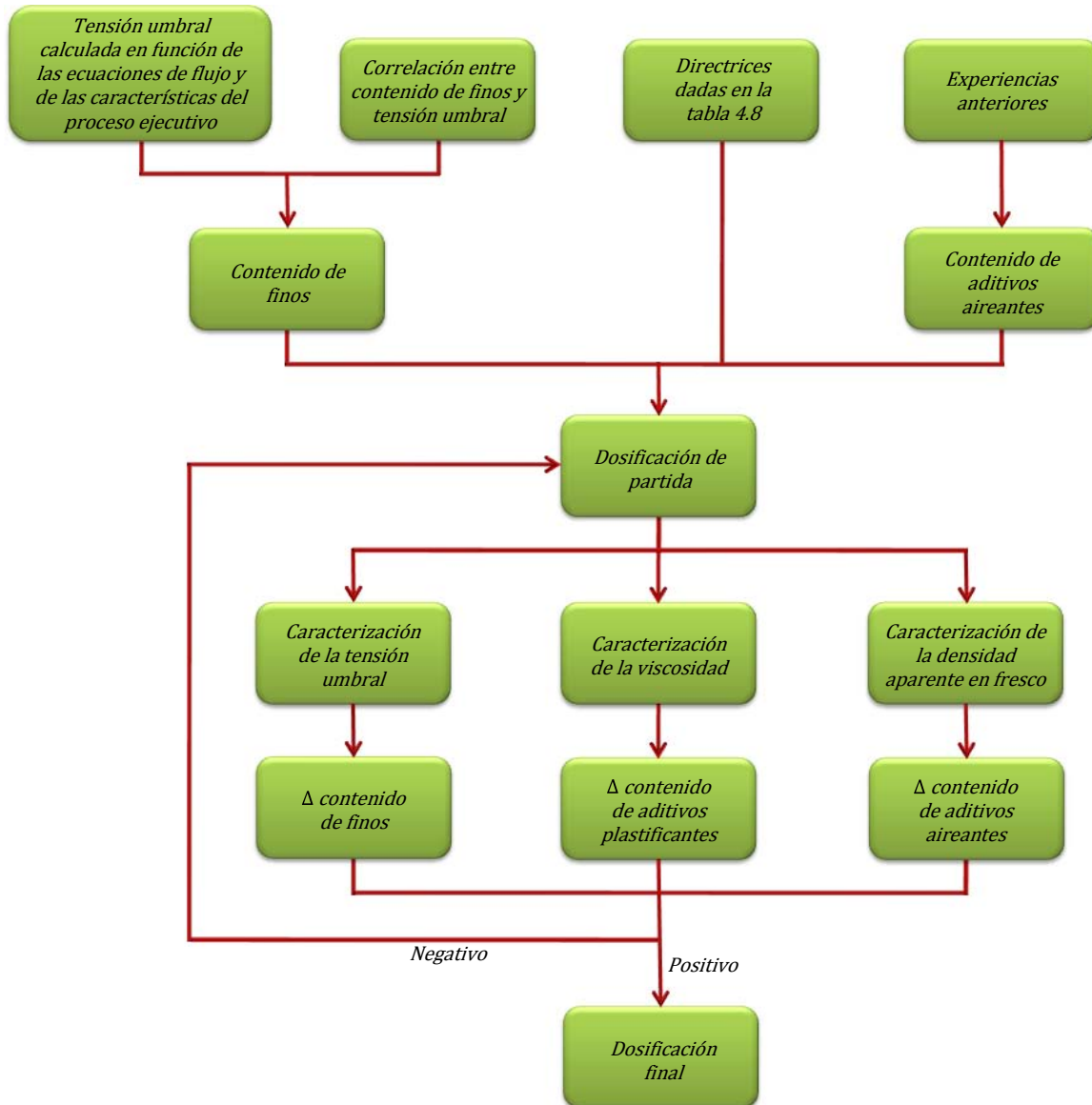


Figura 4.14 - Procedimiento de diseño para los morteros de relleno

Para ello, se deben emplear las directrices mostradas en la tabla 4.8 además de algunos procedimientos de análisis capaces de traducir los mínimos requerimientos de desempeño de cada caso en propiedades que deben presentar los morteros de relleno. Estas propiedades pueden luego ser usadas para proponer y optimizar las dosificaciones de partida.

Así pues, de manera similar al descrito en el apartado 4.3.5, se puede estimar la tensión umbral en base a las ecuaciones de flujo y a las características del proceso de ejecución del relleno. A través de la correlación propuesta en el apartado 4.3.4.2, la tensión umbral calculada puede ser usada para estimar el contenido de finos de la dosificación de partida. Por otra parte, en base a experiencias anteriores, se definen el tipo y contenido de aditivo aireante para asegurar una baja masa específica en estado fresco.

Una vez definida la dosificación de partida se procede a la producción y a la caracterización de la misma respecto a la tensión umbral, a la viscosidad, a la masa específica en estado fresco. Luego, las propiedades medidas son comparadas a los valores definidos inicialmente lo que da lugar a la propuesta de ajustes en el contenido de finos y en los aditivos empleados.

En este contexto, las correcciones de la tensión umbral se realizan mediante la variación en el contenido de finos de la dosificación. Por otro lado, cambios en la viscosidad son logrados a través de variaciones en el contenido e incluso en el tipo de aditivos plastificantes empleados. Los ajustes en la densidad en estado fresco son fruto de alteraciones en el contenido de aireantes.

Enseguida, se procede a la producción y ensayo de la nueva dosificación obtenida tras las primeras correcciones. Las propiedades medidas son nuevamente contrastadas con los valores de partida establecidos inicialmente. Si algunas de los resultados no se acerca suficientemente a los valores de partida, se realizan los ajustes correspondientes hasta que se obtenga una dosificación aceptable.

A continuación, se presenta el resumen de las principales propuestas y avances frutos de las líneas de investigación sobre los morteros de relleno. Estos logros sirven de base para el procedimiento de dosificación propuesto siendo también herramientas bastante útiles para el control de la calidad de dichos morteros.

#### **4.5. Conclusiones**

En el desarrollo del estudio se han identificado las propiedades principales que determinan el comportamiento del mortero de relleno. Estas son la: tensión umbral, viscosidad y densidad natural en estado fresco. De manera bastante sencilla, con los ensayos realizados ha sido posible caracterizar estas propiedades en los morteros de relleno en estado fresco. Los resultados obtenidos se mostraron coherentes y sirvieron de base para prever y comparar el desempeño de dicho material teniendo en cuenta las condiciones de puesta en obra.

El ensayo con el reómetro representó una contribución fundamental al permitir cuantificar los principales parámetros físicos que gobiernan el comportamiento del mortero de relleno en estado fresco. Aparte, se observó que morteros con resultados aparentemente similares en la mesa de sacudidas, presentaron diferencias significativas con respecto a las propiedades reológicas medidas con el reómetro. En este ámbito, el hecho de poder evaluar la tensión umbral de cizallamiento y la viscosidad permitió identificar de manera más clara las diferencias reales entre los morteros de relleno ensayados.

A partir de los resultados obtenidos, fue posible cuantificar la bombeabilidad de los diferentes morteros ensayados en cuanto a presión mínima y potencia mínima demandada del conjunto de bombas. Así, en un análisis preliminar se puede apuntar los morteros de las dosificaciones 1 y 2 del Túnel de Pajares como los de más fácil bombeabilidad y, a priori, con mejor capacidad de rellenar uniformemente el hueco anular.

Parece claro que la bombeabilidad de los morteros es función de sus propias características, así como, de las características del sistema de bombeo. Precisamente por ello, no parece lógico concebir un ensayo que, aplicado únicamente al material, permita determinar la bombeabilidad de manera directa y para cualquier sistema de bombeo. En vez de esto, los ensayos desarrollados deben servir para determinar y cuantificar las características inherentes al material que influyen en el proceso de bombeo. Asimismo se debe profundizar en el estudio sobre la formulación matemática usada para cuantificar la bombeabilidad a partir de las propiedades reológicas y del sistema de bombeo considerado.

Fue identificada un elevado coeficiente de correlación entre el contenido de finos pasantes por el tamiz 200 y la tensión umbral de los morteros ensayados. La confirmación de los resultados expuestos a lo largo de este estudio, da lugar a una previsión de las propiedades reológicas del mortero a partir del contenido de finos del mismo. Ello puede convertirse en una herramienta simple tanto para diseñar las dosificaciones de mortero de relleno como para controlar sus propiedades durante la construcción del túnel.



Por lo general, la definición de las dosificaciones de mortero de relleno usadas en la práctica se base en las experiencias obtenidas en obras anteriores. Las eventuales adaptaciones necesarias en cada caso son realizadas a través del método de prueba y error a lo largo de la ejecución del túnel. A consecuencia de esto, se verifican problemas graves relacionados con el proceso de inyección que pasa a comprometer la velocidad de avance de la tuneladora y la calidad del proceso constructivo. La lenta capacidad de respuesta que se obtiene en la adaptación de las dosificaciones en el método de prueba y error hace con que los problemas hallados se extiendan por largos tramos de la excavación. Por otra parte, el proceso de adaptación puede ser bastante aleatorio, llevando a alteraciones en la dosificación sin los resultados esperados o incluso comprometiendo la calidad del relleno.

Del presente trabajo se derivan algunas recomendaciones generales con objetivo de orientar el constructor a la hora de realizar adaptaciones en los morteros. Así pues, se deben buscar valores bajos de masa específica aun teniendo en cuenta la estabilidad del mortero frente al proceso de inyección. Esto se obtiene a través de la incorporación de aditivos aireantes. Asimismo en los casos en que se verifican problemas en el proceso de bombeo e inyección o relleno deficiente del hueco anular, se recomienda el uso de morteros con valores más bajos de tensión umbral, lo que se logra por medio de variaciones en el contenido de finos de la dosificación. De manera complementaria y en los casos en que se necesita un mayor caudal de inyección, se deben buscar morteros con viscosidad más bien baja obtenida a través de variaciones en la cantidad y en los tipos de aditivos empleados.

Teniendo en cuenta los resultados de las campañas experimentales se recomienda el uso de morteros de relleno con masa específica en estado fresco inferior a  $1,7 \text{ g/cm}^3$ . Por otra parte, se recomienda el uso de morteros con tensión umbral por debajo de los 300 Pa. De acuerdo con la correlación mostrada en el apartado 4.3.4.2, ello se obtiene en dosificaciones cuyo contenido de finos no supera los  $350 \text{ kg/m}^3$ . Estas directrices sirven de partida para una guía de diseño bastante flexible propuesta para dosificar el mortero de relleno en función de los requisitos del sistema de inyección de cada túnel.

El estudio de la influencia del procedimiento de conservación del mortero mostró que la tensión umbral aumenta considerablemente con el paso del tiempo. Ello se verificó de manera casi indistinta para el mortero que recibe amasado posterior y para el mortero que no recibe amasado posterior. En ambos casos, el aumento observado es bastante significativo (un 20% en las 4 primeras horas desde el final del amasado) lo que puede dificultar el proceso de bombeo y el relleno satisfactorio del hueco anular.

Por otra parte, la evolución de la viscosidad con el tiempo se mostró bastante sensible al procedimiento de conservación del mortero. Fue constatado que el mortero que no recibe el amasado posterior tiene un aumento exponencial de la viscosidad mientras que el mortero que recibe el amasado posterior presenta una pequeña disminución de la viscosidad. Ante estas constataciones, se recomienda el control del tiempo entre la producción del mortero y la efectiva inyección del mismo. Aparte, cara a garantizar mejores propiedades reológicas, se deben realizar mezclas periódicas durante el período en que el mortero se encuentra almacenado.

## 5. PRESIÓN TRAS LA INYECCIÓN DEL MORTERO

### 5.1. Introducción

Una vez estudiadas las principales propiedades que influyen en el desempeño de los morteros de relleno, se evalúa el comportamiento del mismo tras el proceso de inyección cuando ya se ha rellenado por completo el hueco anular. A partir de este momento, el mortero presenta un cambio gradual de sus propiedades reológicas, pasando de un fluido de Bingham a un material endurecido. Esta transición ocurre por acción conjunta de dos fenómenos: el fraguado fruto de la hidratación del cemento y la consolidación producto de la pérdida de agua de la mezcla hacia el terreno.

Evidentemente, el tiempo necesario para completar la transición depende de la velocidad con que se manifiestan ambos fenómenos. Por un lado, el mortero generalmente presenta un fraguado tardío a fin de evitar atascos en las tuberías de inyección o un endurecimiento de la capa de relleno muy cerca de la tuneladora. Por otro lado, el proceso de consolidación puede tardar varias horas en función de la permeabilidad del terreno. Teniendo en cuenta la velocidad de avance usual del proceso de excavación, se espera que el mortero mantenga su fluidez por varios metros detrás de la tuneladora. En esta zona, la capa de relleno conserva y siga siendo influenciado por la presión de inyección, la cual se traduce en una sollicitación normal en el trasdós de las dovelas. Así pues la fluidez influye en cómo las cargas aplicadas por el terreno son transmitidas al revestimiento.

Un estudio realizado por Blom et al muestra que las cargas aplicadas a túnel alcanzan su valor máximo cuando el anillo todavía se encuentra cerca de la tuneladora <sup>(5)</sup>. En otro estudio, la medición del nivel de tensión de las armaduras de un anillo indica que las mayores sollicitaciones se producen cuando el mismo pasa por los cepillos y entra en contacto con el mortero de relleno <sup>(45)</sup>. Por lo tanto, la situación crítica desde el punto de vista estructural ocurre frente a la acción de un relleno todavía fluido.

Bezuijen y Talmon realizaron algunos estudios en el Sophia Railway Tunnel, el Botlek Railway Tunnel el Groene Hart Tunnel a fin de comprender como se desarrollan las presiones internamente a la capa de relleno. En cada uno de estos túneles fueron realizadas pruebas en las cuales se mide continuamente la presión del mortero tras la inyección. En los resultados se observa que la presión en el material disminuye conforme la tuneladora se aleja del punto de medición. Aparte, se identifica claramente una variación lineal de la presión en función de la altura, lo que permite calcular un gradiente. Según los autores, éste queda entre el gradiente de presión del agua y el gradiente de presión del propio mortero <sup>(17; 20; 87)</sup>.

La distribución de presiones se acerca a la de un fluido ideal, no estando de acuerdo con lo que se espera de un fluido de Bingham con características similares y tampoco de lo que se considera en los modelos de cálculo propuestos por Blom <sup>(6)</sup>. En vías de aclarar esta cuestión y para profundizar en el tema de las presiones aplicadas al anillo, se deben realizar más pruebas teniendo en cuenta túneles excavados en suelos blandos y en suelos duros.

### **5.1.1. Objetivos**

En base a ello, se definen los siguientes objetivos:

- realizar auscultaciones para medir la evolución de la presión existente en la capa de relleno con el tiempo y el avance del proceso de construcción;
- evaluar la presión aplicada por el mortero al trasdós del anillo y
- determinar los gradientes y los perfiles de presión en cada caso así como los factores que influyen en los mismos.

### **5.1.2. Organización del estudio**

En la primera parte del presente estudio (apartado 5.2) se realiza una propuesta experimental para evaluar las presiones aplicadas al trasdós de las dovelas. Para ello, se definen las características generales de la construcción y la geología de los diferentes tramos auscultados así como la posición de los captadores usados para medir la presión del mortero.

En el apartado 5.3 se muestra el análisis sobre la evolución de las presiones medidas por estos captadores con el paso del tiempo. Los resultados son contrastados con la presión de inyección, con el volumen de mortero inyectado y con la velocidad de avance de la tuneladora. Enseguida, se evalúa el tiempo que el mortero de relleno tarda para alcanzar la estabilidad y el gradiente de presiones formado alrededor del anillo.

## **5.2. Propuesta experimental**

En total, se realizaron 6 pruebas para medir la presión de la capa de relleno, siendo 4 de ellas en la Línea 9 de Barcelona y las demás, en La línea 3 de Madrid. En cada caso, la presión fue medida con captadores distribuidos alrededor del anillo y conectados a un sistema de adquisición de datos. Los captadores son introducidos en agujeros que atraviesan el espesor de las dovelas de modo a tener contacto con el mortero y recibir la presión aplicada por el mismo al trasdós. Simultáneamente a la realización de la prueba, también se miden la velocidad de avance de la tuneladora, el volumen y la presión de mortero bombeado a través de cada línea de inyección, entre otros parámetros. Las características generales y la geología

correspondiente a las diferentes pruebas así como la distribución de los captadores están descritas a continuación.

### 5.2.1. Características generales y geología

El trazado de la Línea 3 de Madrid discurre en la zona sur de Madrid, entre la Plaza de Legazpi y el barrio de San Cristóbal de los Ángeles. La obra se compone de dos tramos consecutivos: Legazpi - San Cristóbal de Los Ángeles y San Cristóbal de los Ángeles - Villaverde. Parte se construye mediante el método Belga y parte mediante el uso de dos tuneladoras en dos tramos. En el primer tramo, entre Legazpi y San Cristóbal de los Ángeles, se empezó la excavación el día 19 de mayo de 2005 y se colocó el último anillo el día 23 de mayo de 2006, tras un desarrollo de 4288,83 m. El segundo tramo, entre San Cristóbal de los Ángeles - Villaverde, comenzó el 5 de mayo de 2005 y finalizó el 23 de abril de 2006, con 2596,56 m de longitud.

Las pruebas se realizaron en los anillos 2035, 2038, 2339 y 2342. Todos ellos están localizados en el segundo tramo siendo construidos con tuneladora del tipo EPB operando en modo cerrado con inyección continua de mortero de relleno. Esta tuneladora genera un diámetro excavado de 9370 mm frente a los 9070 mm de diámetro exterior del revestimiento. Con ello, se produce un hueco anular teórico con aproximadamente 150 mm de espesor.

Para rellenar este espacio se emplea un mortero cuya dosificación se presenta en la tabla 4.1. En ella se verifica que igualmente a otros morteros de relleno, se emplea una relación agua/aglomerante elevada a fin de conferir más facilidad de bombeo al material. Aparte, aun se incorpora, prácticamente con la misma finalidad, la bentonita y el aditivo fluidificante Polyheed SGE.

Un reflejo del empleo de la bentonita fue el retraso del principio de fraguado que se manifestó solo 30 horas después de la producción del mortero. Por una parte, un principio de fraguado tan tardío es interesante pues permite que el mortero mantenga por más tiempo su fluidez, por lo que demanda menos control del tiempo entre mezcla e inyección. Por otra parte, de eso también resulta un mortero que, después de inyectado, tarda más tiempo en consolidarse y, por consiguiente, estabilizar las presiones alrededor del anillo. La inyección del mortero se realiza simultáneamente a través de 6 líneas distribuidas en la cola trasera de la tuneladora. Tal y como muestra figura 5.1.a, las líneas identificadas con los número de 1 a 4 se encuentran en la mitad superior de la cola mientras que las líneas 5 y 6 están en la parte inferior.

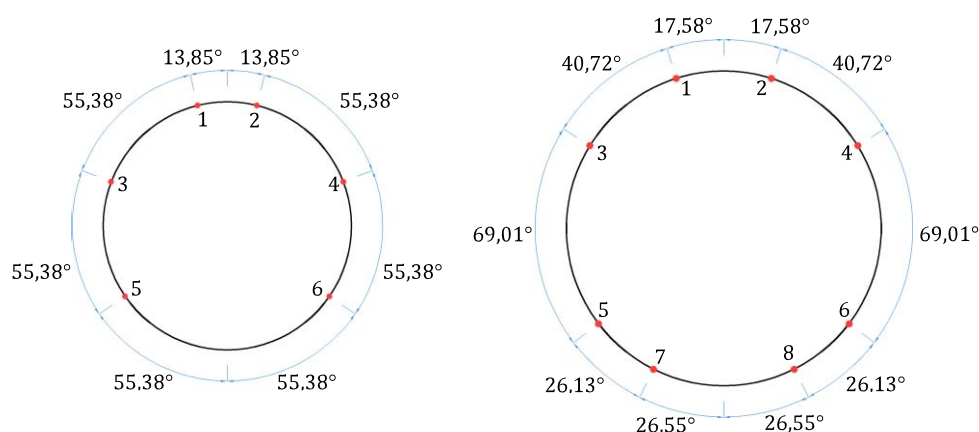


Figura 5.1 – Distribución de los puntos de inyección de la cola de la tuneladora usada en: a) Línea 3 de Madrid y b) Línea 9 de Barcelona

Los anillo 2038 y 2042 están localizados en un tramo recto con una pendiente vertical ascendente de 1,965%. De acuerdo con la geología, la mayor parte de ambos anillos se encuentran envueltos por formaciones yesíferas habiendo una pequeña zona de la bóveda del mismo en contacto con peñuelas verdes sin yeso. Por otra parte, los anillos 2339 y 2342 están en un tramo con radio de curvatura igual a

500 m hacia la derecha y con pendiente descendiente de 4%. Estos anillos están completamente envueltos por las formaciones yesíferas.

En el caso de la Línea 9 de Barcelona, las auscultaciones fueron realizadas en los anillo 2255 y 2292 localizados en el tramo Cam Zam – Bon Pastor con 4311 m de longitud. Los anillos en cuestión son construidos con una tuneladora tipo EPB que trabaja en modo cerrado con inyección continua de mortero a través de líneas distribuidas en la cola de la máquina. En la figura 5.1.b se muestra la distribución de las líneas, las cuales fueron numeradas de 1 a 8.

Conforme avanza el proceso constructivo, la tuneladora produce un diámetro excavado igual a 11890 mm e instala un anillo con 11600 mm de diámetro exterior. Por la diferencia entre estos valores, se genera un hueco anular teórico con 145 mm de espesor relleno con mortero que sigue la dosificación establecida en la tabla 4.1 y cuya caracterización ya se ha llevado a cabo en el Capítulo 4. El mortero de la Línea 9 de Barcelona presenta un principio de fraguado más temprano, igual a aproximadamente 9 horas. Por lo tanto se espera que este mortero endurezca y confiere mayor estabilidad al revestimiento antes de lo observado en la Línea 3 de Madrid.

Los anillos 2255 y 2292 se encuentran en un tramo recto con pendiente descendiente igual a 0,120% y 3,051%, respectivamente. Excepto en una franja reducida de la bóveda donde se identifica una granodiorita fuertemente meteorizada, casi la totalidad del perímetro del anillo 2255 se encuentra envuelta por una formación de granodiorita sana con alteración I-II. En el anillo 2292 esta última formación alcanza una franja que se acerca a la mitad del túnel.

### 5.2.2. Posición de los captadores

En las figuras 5.2, 5.3 y 5.4 pueden apreciarse la posición de los captadores usados en las pruebas en los anillos 2038, 2042, 2339 y 2342 de la Línea 3 de Madrid y en los anillos 2255 y 2292 de la Línea 9 de Barcelona. En las mismas figuras también se muestran los puntos de inyección de mortero. La instalación de captadores en la zona inferior del anillo no es factible puesto que éstos se dañarían frente al rozamiento producido por el avance del backup de la tuneladora.

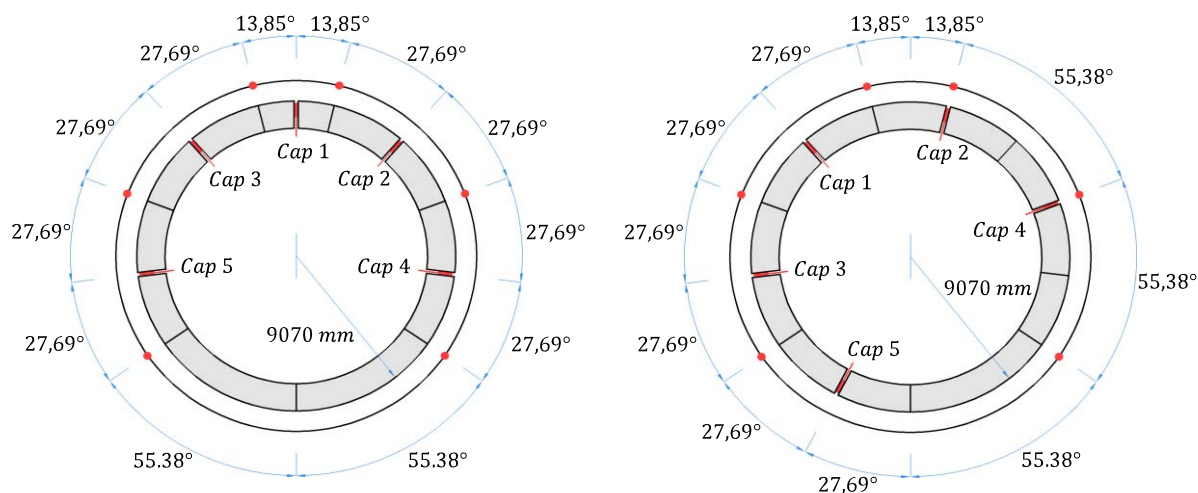


Figura 5.2 – Captadores de presión en a) anillo 2035 y b) anillo 2038 de la Línea 3 de Madrid

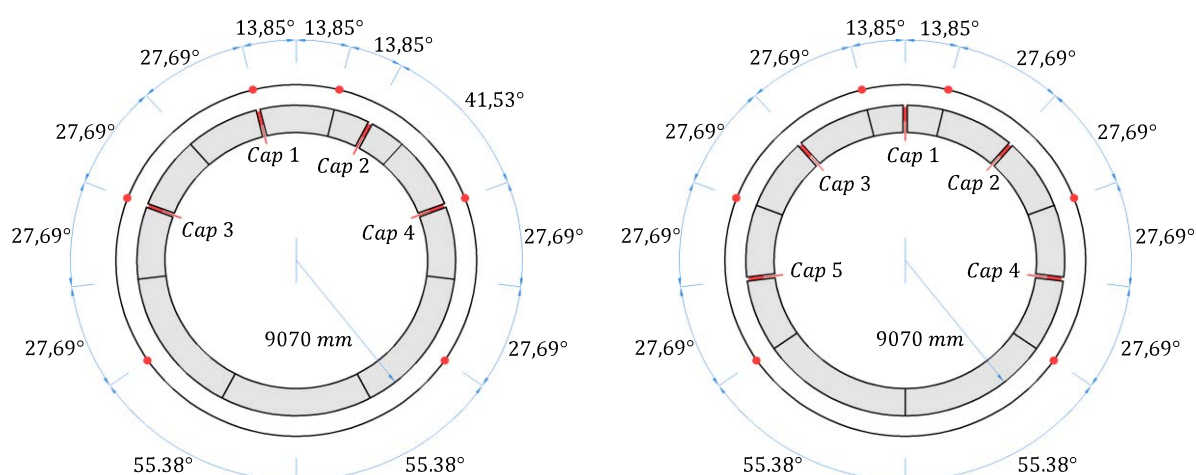


Figura 5.3 – Captadores de presión en a) anillo 2339 y b) anillo 2342 de la Línea 3 de Madrid

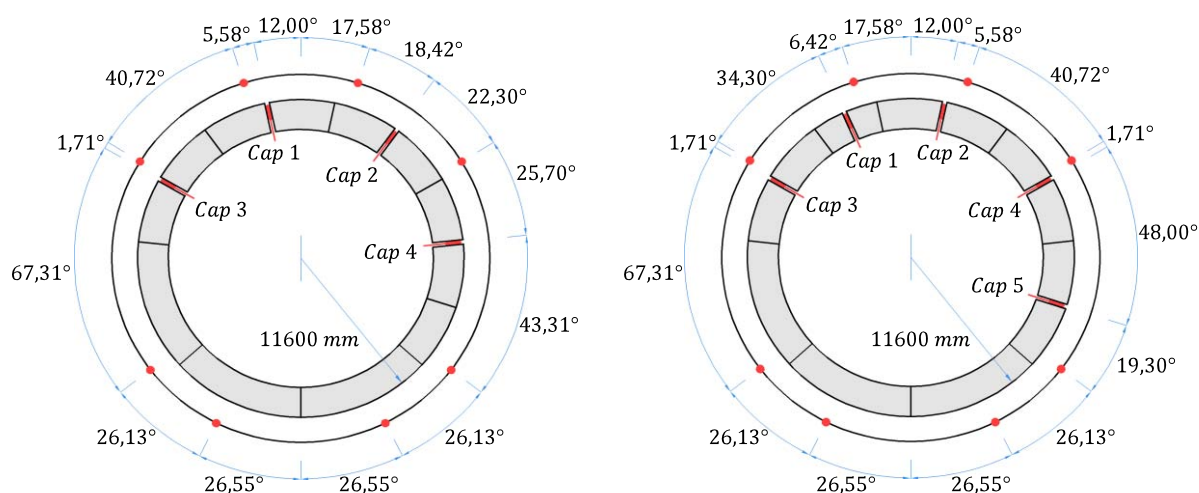


Figura 5.4 – Captadores de presión en a) anillo 2255 y b) anillo 2292 de la Línea 9 de Barcelona

### 5.3. Resultados y análisis

#### 5.3.1. Evolución de presiones y de los otros parámetros medidos

La frecuencia de registro de las presiones en el trasdós sigue la misma frecuencia de las lecturas del sistema de adquisición de datos de la tuneladora. Éste sistema realiza una lectura a cada 10 segundos en la Línea 3 de Madrid y a cada 60 segundos en la Línea 9 de Barcelona. Además del análisis de los datos de presión del mortero, se buscó correlacionar y justificar el comportamiento observado con otros parámetros como el volumen de mortero inyectado o la presión de inyección.

##### 5.3.1.1. Anillo 2035

La primeras lecturas de presión en el anillo 2035 de la Línea 3 de Madrid se registraron a las 13:29:56 del día 26/01/06 mientras se colocaba el anillo 2036. La prueba tuvo una duración de aproximadamente 20 horas finalizando a las 9:42:28 del día 27/01/06 con la colocación del anillo 2049.

Como muestra la figura 5.5.a, las presiones de inyección tomadas en todas las líneas mantienen una misma tendencia de variación no habiendo picos o bajadas muy acentuadas a lo largo de la prueba. Los picos y la mayor variación de los resultados coinciden con el inicio de la excavación mientras que las bajadas y la mayor estabilidad ocurren cuando la tuneladora se encuentra en modo de colocación de dovela y montaje del anillo. Las mayores presiones de inyección (2,24 bares en el promedio con mínimo de 1,24 bar y máximo de 3,59 bares) se producen en la línea 6. En segundo lugar aparece la línea 5 por la cual se suministra mortero a presión máxima de 2,60 bares siendo 0,84 bar en el promedio.

Al contrario, las menores presiones son registradas para las líneas 1 y 2 que en el promedio son iguales a 0,59 y 0,24 bar, respectivamente. Así pues, los registros de presión parecen coherentes ya que, de hecho, la presión de inyección de las líneas localizadas en la mitad inferior del anillo debería ser superior a la presión de inyección de las líneas localizadas en la mitad superior del anillo. Esta tendencia creciente se nota claramente al comparar las líneas 2, 4 y 6.

Como puede apreciarse en la figura 5.5.c, aparentemente el compute del caudal de inyección sigue las mismas tendencias ya identificadas para la presión de inyección. Así, se inyecta el mayor volumen de mortero por la línea 6 que suministra siempre entre  $5,00\text{m}^3$  y  $6,95\text{m}^3$  por ciclo de trabajo de la tuneladora. Por otra parte, las líneas 1, 2, 3, 4 y 5 presentan un volumen inyectado entre  $0,74\text{m}^3$  y  $1,66\text{m}^3$  por anillo, lo que está bastante por debajo de lo registrado en la línea 6. De manera general, el volumen de mortero inyectado por las 2 líneas de inyección de la zona inferior del anillo es mayor que el volumen de mortero inyectado por las 4 líneas de inyección de la zona superior del anillo. Este resultado es función básicamente de la grande cantidad de mortero que se inyecta a través de la línea 6.

En la figura 5.5.b se muestra la evolución de las presiones medidas por los captadores a lo largo de la prueba del anillo 2035. La mayor presión se registra en el captador 4, el cual está sujeto a la mayor carga hidrostática siendo también el más cercano a la línea 6 que presentaba las mayores presiones de inyección. El captador 5 presenta lecturas muy cerca de las observadas en el captador 4 lo que es lógico una vez que ambos se encuentran posicionados en puntos simétricos del anillo estando sujetos a la misma carga teórica además de estar influenciado por los picos de presión de la línea 5.

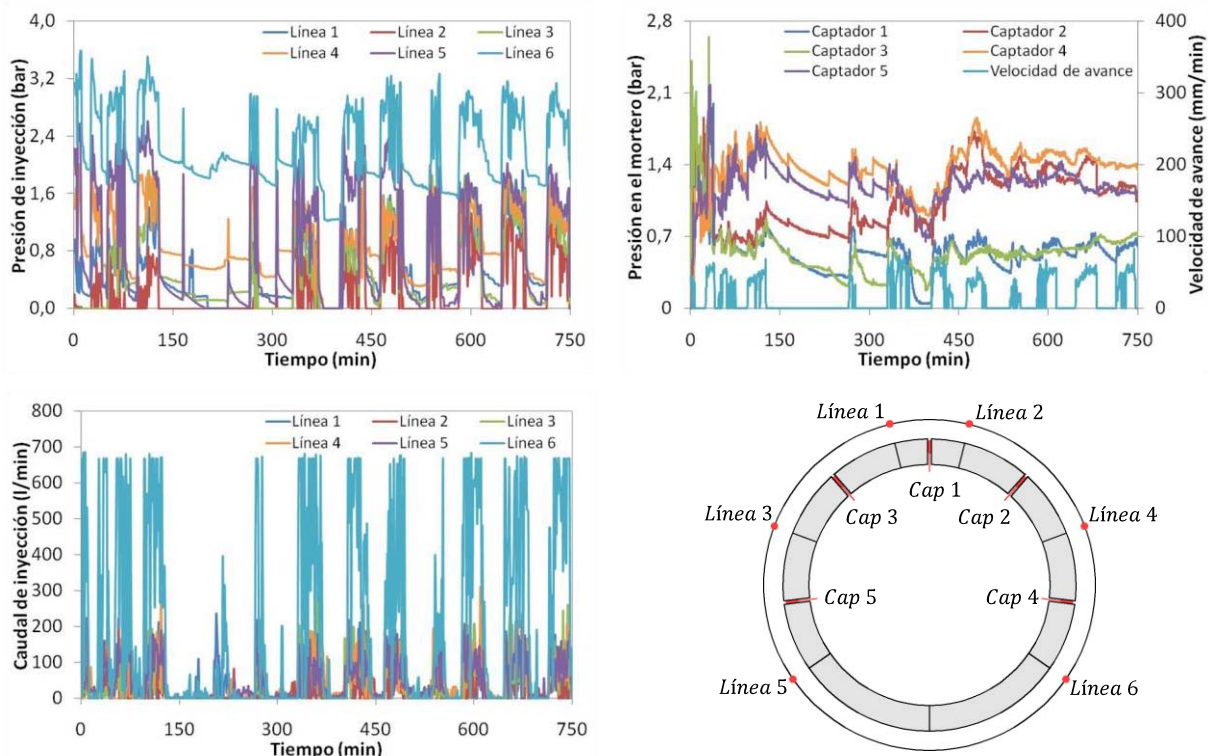


Figura 5.5 - Prueba del anillo 2035 de la Línea 3 de Madrid



En las seis primeras horas de la prueba, el captador 2 registra presiones considerablemente inferiores a las medidas por los captadores 4 y 5. Sin embargo, a partir del minuto 320, hay un aumento en las lecturas del captador 2 que se acerca a las medidas por los captadores 4 y 5. Esta variación se justifica parcialmente por un aumento observado en la tendencia de las presiones de inyección suministradas por las líneas 2 y 4. Por otro lado, puede que parte del aumento provenga de las cargas impuestas por el terreno que tienden a ser mayores en la posición que se encuentra dicho captador.

El captador 3, localizada en posición simétrica al captador 3, también presenta un incremento de la presión medida, con todo, sin la misma intensidad. En este caso, esto podría justificarse por un ligero aumento en la tendencia de presiones de inyección de las líneas 1 y 2. El captador 1 presenta lecturas similares a las obtenidas para el captador 3 lo que es coherente ya que ambos se encuentran muy próximos y sobre la influencia de prácticamente las mismas líneas de inyección.

Tal como se observa para la presión de inyección, no se constatan picos o bajadas de presión acentuados en el mortero de relleno. Principalmente a lo largo de la colocación de los anillos 2036, 2037 y 2038 (minuto 0 hasta minuto 320), la variación registrada por todos los captadores se muestra directamente influenciada por los cambios en la presión de inyección. Tal influencia parece disminuir en los anillos subsecuentes.

Asimismo se observa que hay un bajón significativo de la presión medida por todos los captadores cuando la velocidad de avance es igual a cero, lo que queda evidente entre los minutos 125 y 256. Este bajón se produce a consecuencia de la disminución de las presiones de inyección suministradas por las líneas cuando la tuneladora se encuentra parada en la fase de colocación de las dovelas y montaje del anillo. Una vez finalizada esta fase, la tuneladora entra en modo de excavación que se caracteriza por un aumento de las presiones de inyección. Esto también se refleja en las lecturas de los captadores.

Cabe matizar que las presiones medidas por los captadores están por debajo de las máximas presiones de inyección. En valor absoluto se verifica que las máximas presiones medidas en el trasdós son ligeramente más elevadas en el principio de la prueba, cuando los captadores entran en contacto con el mortero inyectado bajo presión.

#### *5.3.1.2. Anillo 2038*

Las primeras lecturas en la prueba del anillo 2038 se registraron a las 20:12:58 del día 26/01/06 con la colocación del anillo 2039. Las pruebas finalizaron a las 9:44:48 del día siguiente, después de la colocación del anillo 2049. Las constataciones en cuanto a la presión de inyección (figura 5.6.a) y el volumen de mortero inyectado (figura 5.6.c) para la prueba del anillo 2038 son prácticamente idénticas a las apuntadas para las pruebas del anillo 2035 ya que ambas se desarrollan en un mismo tramo.

En la figura 5.6.b se muestra la evolución de las presiones medidas por los captadores a lo largo de la prueba del anillo 2038. De manera general la presión medida en los captadores 4 y 2 es superior a la presión medida en los captadores 3 y 5. Esto contraría integralmente la distribución hidrostática ideal y tampoco se justifica a partir de las presiones de inyección empleadas.

Para justificar esta constatación hay que tener en cuenta que el anillo 2038 está localizado precisamente en un tramo sujeto a cambio de las características geológicas del terreno excavado. En los anillos anteriores, el trazado del túnel estaría comprendido en un terreno de baja permeabilidad con un elevado contenido en yeso. No obstante, cerca al anillo 2038 debería aumentar la incidencia de un terreno formado por peñuelas con permeabilidad más elevada. Esta incidencia se manifiesta principalmente en la bóveda del túnel.

Si geología está correcta, el anillo 2038 tiene la mayor parte de su perímetro envuelto por un terreno con elevado contenido de yeso y baja permeabilidad mientras que, en la bóveda, hay un terreno con elevado contenido de peñuelas con permeabilidad más elevada. Por consiguiente, la bóveda del túnel se encontraría sometida a una carga adicional impuesta por el nivel freático lo que podría resultar en presiones más elevadas en esta zona. También hay que tener en cuenta que la carga impuesta por el



terreno naturalmente tiende a ser más elevada en la bóveda del túnel, principalmente en los octantes superiores. Lo mismo ya se ha verificado en el caso del captador 2 de la prueba con el anillo 2035.

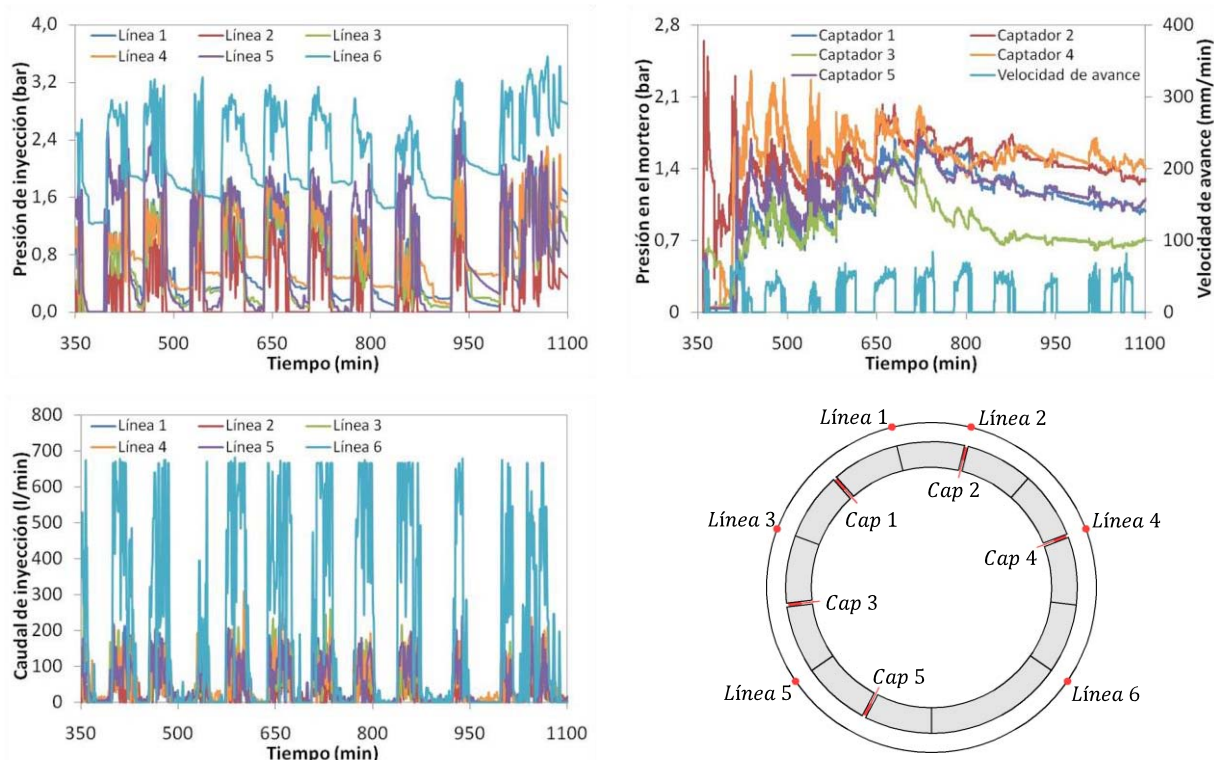


Figura 5.6 - Prueba del anillo 2038 de la Línea 3 de Madrid

De manera general, las variaciones de la presión en el mortero de relleno parecen estar influenciadas directamente por las variaciones en la presión suministradas por las diferentes líneas de inyección. Tal influencia disminuye conforme los captadores se distancian de la tuneladora. Nuevamente se verifica que, en valor absoluto, las presiones medidas son ligeramente más elevadas al principio de la prueba, poco después de la inyección del mortero.

### 5.3.1.3. Anillo 2339

Las pruebas con los captadores de presión en el anillo 2339 fueron realizadas desde las 11:32:14 del día 22/02/06 hasta las 00:18:53 del día 23/02/06 cuando se instala el anillo 2350. Desde el minuto 200 hasta el minuto 420 se registraron las mayores presiones de inyección para la línea 6 que, en el promedio, presentaba 2,50 bares. En este mismo intervalo, las menores presiones de inyección se midieron de manera alternada para las líneas 1, 3 y 4 con valores cerca de 1,25 bar en el promedio, tal y como puede apreciarse en la figura 5.7.a.

A partir del minuto 452 hay una pequeña disminución de las presiones de inyección registradas en todas las líneas. Tal bajada se ocurre con más destaque en la línea 6 que pasa a presentar valores de presión ligeramente superior a la presión de inyección de la línea 5. Las líneas 2 y 3 presentan las menores presiones de inyección que llegan a ser 0 bar. A lo largo de toda la excavación se registran picos de presión de aproximadamente 5,87 bares para la línea 6, sin embargo, estos no son muy elevados cuando comparados a la presión media de dicha línea.

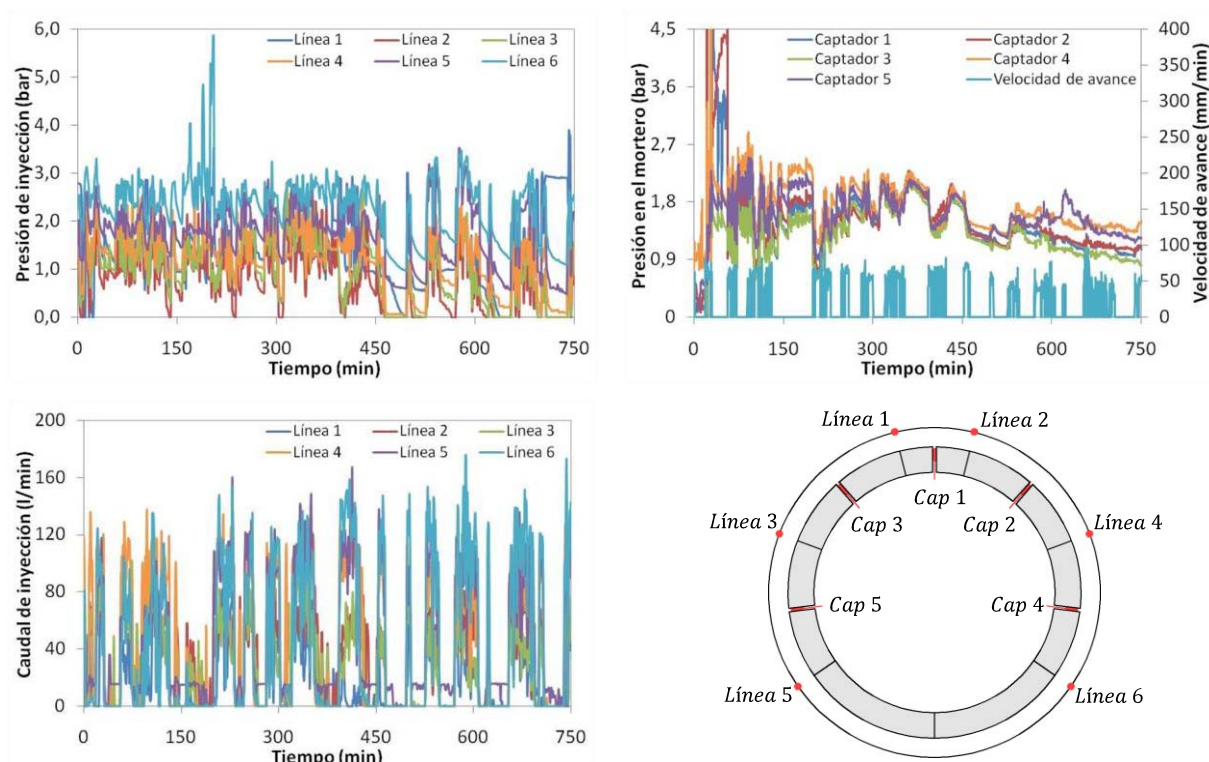


Figura 5.7 - Prueba del anillo 2339 de la Línea 3 de Madrid

En el intervalo desde el minuto 200 hasta el minuto 420 se inyecta el mayor volumen de mortero por la línea 4 (entre  $2,68 \text{ m}^3$  y  $3,02 \text{ m}^3$  por ciclo constructivo). A partir del minuto 452, se inyecta el mayor volumen de mortero a través de la línea 5. El volumen total por ciclo constructivo inyectado a través de esta última es aproximadamente  $2,40 \text{ m}^3$ . A lo largo de toda la prueba se inyecta el menor volumen de mortero por la línea 1 que suministra entre  $0,12 \text{ m}^3$  y  $1,14 \text{ m}^3$  de mortero por ciclo. Contrariamente al observando en el apartado anterior, no hay una disparidad acentuada en el volumen de mortero inyectado por las diferentes líneas de inyección.

En la figura 5.7.b se pueden apreciar las presiones medidas por los captadores en los primeros 750 minutos de ensayo. Los captadores 4 y 5 registran las mayores presiones prácticamente a lo largo de toda la prueba. Ello se justifica por la presión de inyección del mortero que es más elevada en esta zona. En el gráfico también se observan picos de presión a principios del ensayo cuando el anillo entra en contacto con el mortero recién inyectado. Dichos picos se producen principalmente en la bóveda, llegando a medir 19,61, 8,03 y 11,86 bares en los captadores 1, 2 y 3, respectivamente. Estos valores no se justifican desde el punto de vista de la presión de inyección que, en este momento, se mantiene por debajo de los 3 bares para todas las líneas.

La respuesta para el comportamiento medido parece ser fruto de la deformación del terreno localizado luego arriba de la bóveda cuando éste deja de ser sostenido por el escudo de la tuneladora. Si su deformación es más rápida que la capacidad de fluir del mortero fresco, se generan presiones elevadas en el trasdós. Estas presiones disminuyen conforme el mortero fluye y el terreno alcanza una mayor estabilidad. Como puede apreciarse en la figura 5.7, las presiones vuelven a la normalidad una vez se inicia nuevamente la fase de excavación (velocidad de avance mayor que cero) y se aumento la longitud del hueco anular, lo que da más libertad al movimiento del mortero.

A raíz de este comportamiento, se verifica que las presiones aplicadas al trasdós del anillo son mucho mayores en el principio de la prueba, poco después que los captadores entran en contacto con el mortero. La gran diferencia observada en valor absoluto con respecto a la presión medida en el restante de la prueba es un fuerte indicio de que la licitación crítica en el trasdós del anillo ocurre precisamente cuando éste sale de la tuneladora.

### 5.3.1.4. Anillo 2342

Las primeras lecturas en la prueba del anillo 2342 se realizaron a las 13:06:58 del día 22/02/06 y terminaron a las 00:18:53 del día 23/02/06 con la colocación del anillo 2350. Las observaciones con respecto a la presión de inyección (figura 5.8.a) y al caudal de inyección (figura 5.8.c) son prácticamente idénticas a las descritas para el anillo 2339. En la figura 5.8.b se muestra el comportamiento de las presiones medidas por los captadores a lo largo de la prueba así como la velocidad de avance de la tuneladora.

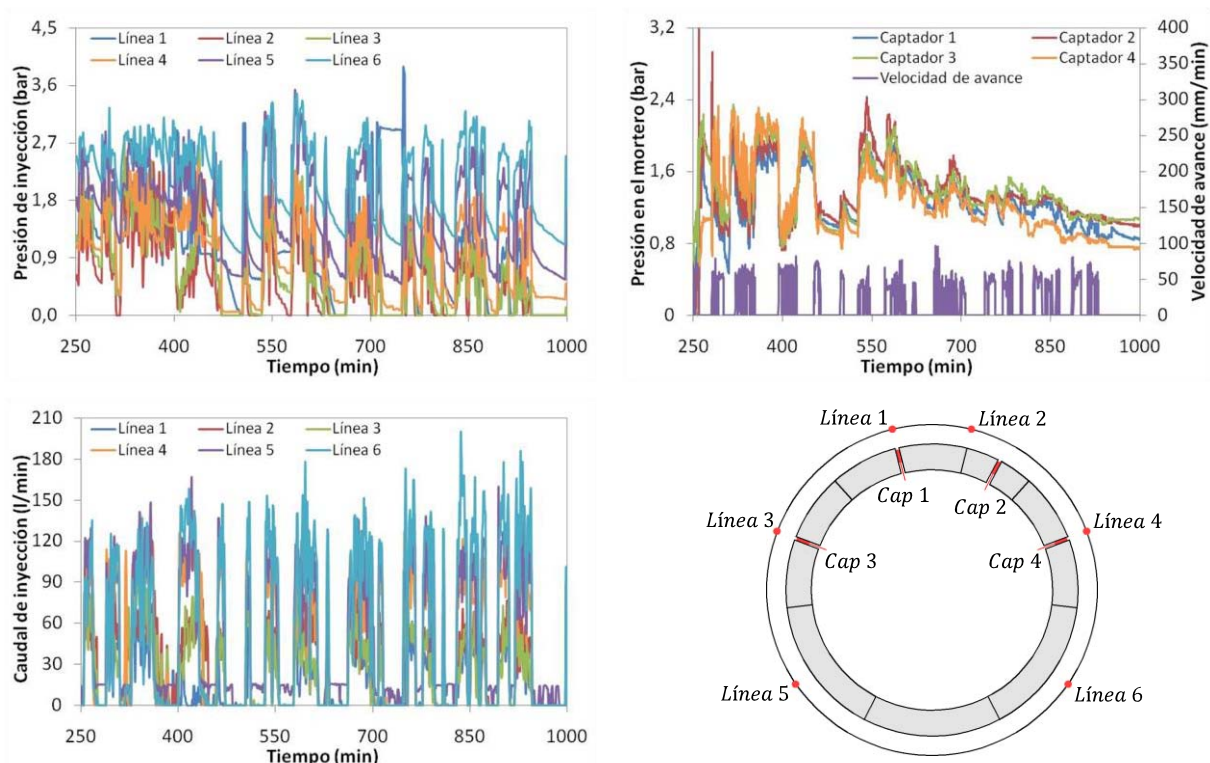


Figura 5.8 - Prueba del anillo 2342 de la Línea 3 de Madrid

Los picos de presión son en general bastante discretos, llegando a alcanzar un máxima de 4,62 bares en el captador 2. Esto no se justifica por la presión de inyección suministrada por las diferentes líneas que se mantiene por debajo de los 3,50 bares en un primer momento. Así pues, nuevamente la carga aplicada por el terreno puede ser la responsable por los aumentos en la presión del mortero.

Aparte, se nota una relación directa entre la variación de la presión de inyección y la variación de la presión medida en el mortero de relleno. Esta relación se atenúa conforme los captadores se distancian de los puntos de inyección. Asimismo se verifica que las presiones son mucho más elevadas a principios de la prueba justo cuando los captadores dejan de estar protegidos por el escudo de la tuneladora, lo que puede representar la situación crítica desde el punto de vista de la carga aplicada al anillo.

### 5.3.1.5. Anillo 2255

Fueron instalados cuatro captadores para medir la presión del mortero de relleno en el trasdós del anillo 2255. Las primeras lecturas de presión de mortero fueron registradas con la colocación del anillo 2256 a las 12:26 del día 16/06/05 siendo que se interrumpieron las mediciones a las 8:27 de la mañana del día siguiente tras la colocación del anillo 2266.

En la figura 5.9.a queda evidente que las mayores lecturas de presión de inyección fueron encontradas en las líneas 2, 4 y 7. En varios momentos de las pruebas, las presiones medidas en estas líneas salen incluso

del rango de medición de los manómetros, con lo que deben ser superiores a 20,48 bares. Por otra parte, la línea 8 presenta presiones de inyección que alcanzan los 15,92 bares

De acuerdo con la figura 5.9.c, se inyecta el mayor volumen de mortero por la línea 3. Esto solamente no se verifica entre los minutos 297 y 467, cuando se inyecta mayor volumen por las líneas 4 y 8. Además, se nota que el volumen inyectado por las líneas superiores suele ser mayor que el volumen inyectado por las líneas localizadas en la zona inferior del anillo.

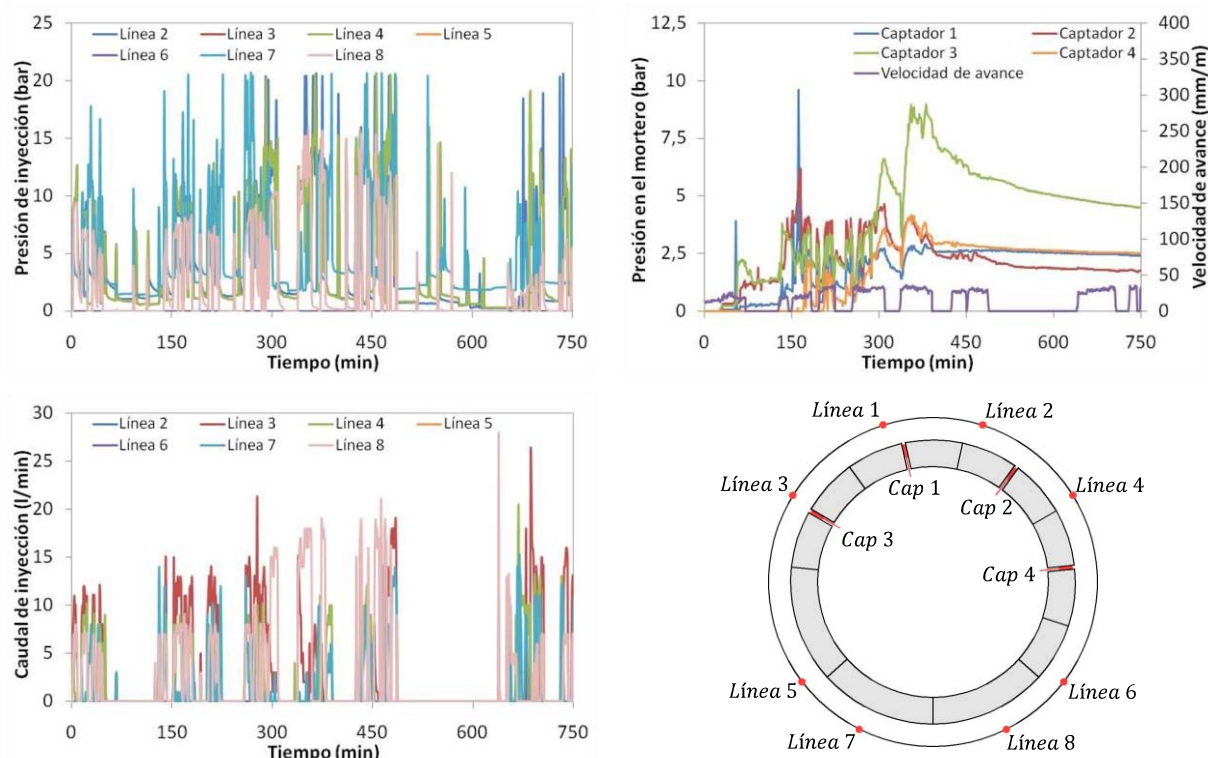


Figura 5.9 - Prueba del anillo 2255 de la Línea 9 de Barcelona

Al analizar las lecturas de los captadores de presión en la figura 5.9.c, se distingue tres comportamientos del mortero de relleno a lo largo de la excavación. En una primera fase, comprendiendo desde el minuto 133 hasta el minuto 290, las lecturas de los captadores varían de acuerdo con la variación de la presión de inyección estando siempre por debajo de los 4,00 bares. En esta fase las mayores presiones fueron medidas para los captadores 2 y 3, ambos localizados en el octante superior del anillo. Por otra parte, las lecturas del captador 4 fueron las más bajas a pesar de, en teoría, estar sometido a una carga hidrostática más elevada.

En una segunda fase, comprendida entre los minutos 290 y 381, el gran aumento de la presión de inyección en las líneas 2 y 4 está acompañado por el aumento en la presión medida en todos los captadores. Éste es más acentuado en el captador 3 que pasa a presentar lecturas cercanas a los 9,00 bares. Los captadores 4 y 5 registran respectivamente presiones máximas de 4,65 y 3,62 bares mientras que las menores presiones se obtienen en el captador 3 en el que se mide un máximo de 2,88 bares. Por lo tanto se concluye que en la primera y segunda fase, la presión desarrollada alrededor del anillo no depende tanto de la presión hidrostática del mortero sino que está más influenciada por la presión impuesta por las líneas de inyección. Se trata de una situación inestable que tiende a equilibrarse.

Precisamente esto, se observa en la tercera fase, que empieza aproximadamente a partir del minuto 381. La presión de inyección presenta una disminución en su valor medio de tal suerte que el mortero de relleno tiende a buscar una configuración de presiones más estable. Así la presión medida en el captador 3 baja un 55,0% en relación con el máximo de la fase anterior mientras que las presiones de los captadores 1, 2 y 4 bajan respectivamente 21,5%, 62,5% y 42,7%. Se nota claramente que los mayores porcentajes de



bajada ocurrieron en los captadores 2 y 3, lo que es coherente ya que éstos se encontraban altamente influenciados por las presiones de inyección de las líneas 2 y 4.

En la tercera fase, las presiones medidas por los captadores ya no varían tanto según la presión de inyección y se nota un mortero más estable. El tiempo medido desde la inyección hasta cuando el mortero prácticamente deja de ser influenciado por las presiones de inyección es de aproximadamente 7 horas. Teniendo en cuenta que el mortero tarda de 0,5 a 2 horas desde la mezcla hasta la inyección, el tiempo total hasta la fase 3 se acerca al principio de fraguado medido en laboratorio, el cual es de aproximadamente 9 horas. Por lo tanto, aparentemente el principio de fraguado del mortero es el responsable por el cambio de comportamiento observado en esta fase.

#### 5.3.1.6. Anillo 2292

Las primeras lecturas de presión de mortero fueron registradas en el anillo 2292 a las 10:22 del día 23/06/05 siendo que se interrumpieron las mediciones a las 1:27 de la madrugada del día siguiente tras la colocación del anillo 2301. En la figura 5.10.a se muestran las presiones de inyección registradas en las diferentes líneas.

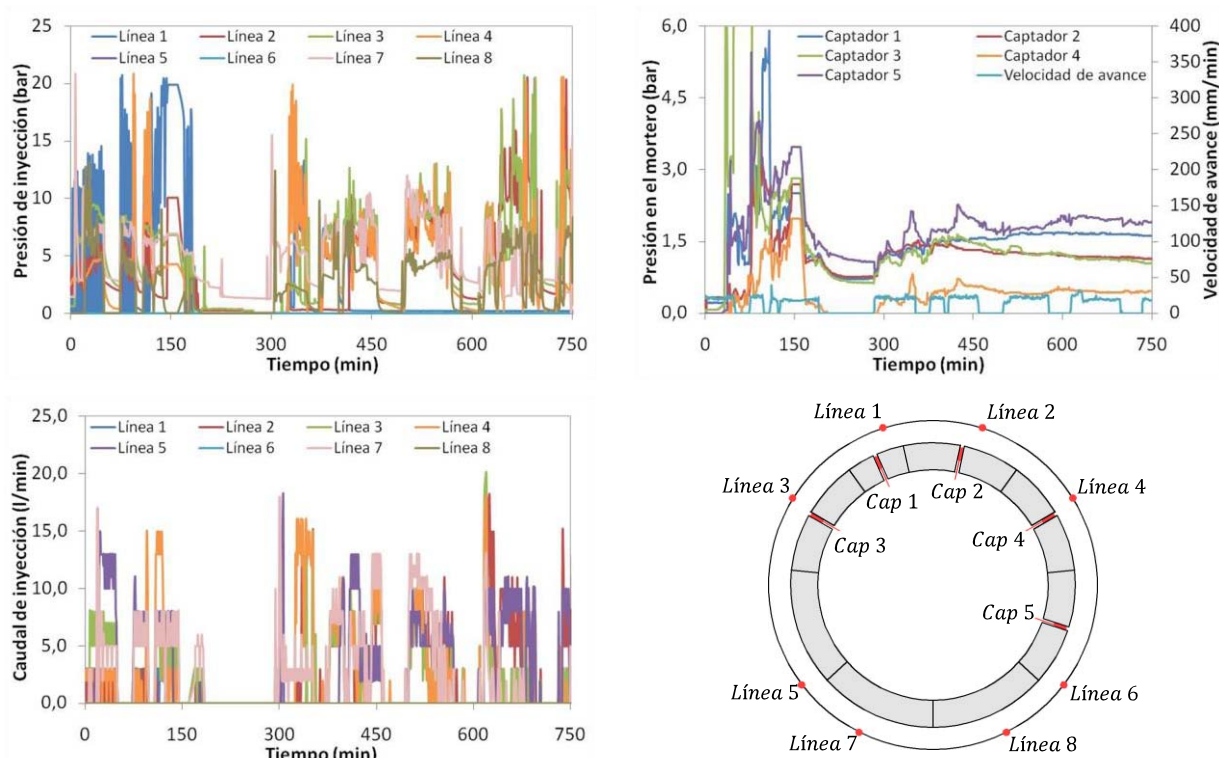


Figura 5.10 - Prueba del anillo 2255 de la Línea 9 de Barcelona

Hasta el minuto 169, las mayores presiones de inyección ocurren en las líneas 1 y 4 en las que se supera el rango de medición de los sensores igual a 20,48 bares. Las demás líneas presentan una presión inferior a los 10 bares. Entre los minutos 169 hasta el minuto 643, hay un bajón acentuado de la presión que pasa a estar por debajo de los 15 bares. Éstas vuelven a subir en la parte final del ensayo alcanzando nuevamente valores mayores que 20,48 bares en las líneas 2, 3 y 4.

El comportamiento de las presiones medidas por los captadores puede ser dividido en las mismas fases descritas en el párrafo anterior. En la primera de ellas, antes del minuto 176, la presión medida varía considerablemente pero demostrando una clara tendencia ascendente. En esa fase, hay algunos picos de presión registrados principalmente por el captador 3 con 14,81 bares y el captador 1 con 5,92 bares. No obstante, se tratan de picos bastante localizados de modo que las presiones medidas quedan

generalmente por debajo de los 4 bares presentando una tendencia de variación que sigue la variación de la presión de inyección.

La segunda fase ocurre entre los minutos 169 hasta el minuto 643, empezando con una bajada brusca con respecto a la última presión medida en la fase anterior. A partir de este momento, la presión se mantiene sin grandes cambios tendiendo a un valor casi constante. Las mayores presiones fueron encontradas para los captadores 1 y 5 con lecturas cerca de los 1,8 bares. Los captadores 1 y 3 indicaron presiones de aproximadamente 1,25 bares mientras que el captador 4 registró la menor presión que fue siempre inferior a 0,78 bares.

La bajada de presión observada coincide con la disminución de la presión de inyección en el minuto 169 de la prueba, lo que refleja la influencia de la presión de inyección sobre el comportamiento del mortero de relleno. Aunque las presiones de inyección vuelvan a subir a partir del minuto 643, la capa de relleno se mantiene con presiones bastante bajas y con pequeñas variaciones, lo que refleja una situación de estabilidad. Cabe señalar que el tiempo medido desde la inyección hasta cuando el mortero prácticamente deja de ser influenciado por la variación de la presión de inyección es de cerca de 6 horas y 50 minutos. Por lo tanto, tal como fue observado para la prueba del anillo 2255, la estabilidad del mortero de relleno parece tener relación con el principio de fraguado del mortero.

### **5.3.2. Comparación entre los resultados de los dos túneles**

Se hace en este apartado una comparación entre las pruebas realizadas en los anillos 2255 y 2292 de Línea 9 de Barcelona y en los anillos 2035, 2038, 2239 y 2242 de Línea 3 de Madrid. De manera general, la presión de inyección medida en la Línea 9 de Barcelona está comprendida entre 9 y 15 bares mientras que en la Línea 3 de Madrid las presiones son considerablemente más bajas, estando por debajo de los 3 bares. La necesidad de emplear una diferencia tan grande en la presión de inyección no se justifica desde un punto de vista hidrogeológico y tampoco por las características reológicas del mortero.

De hecho, considerando los resultados de ensayos de laboratorio, se esperaba que el mortero de la Línea 3 fuera de más fácil bombeabilidad que el mortero de la Línea 9. Por ello, este último probablemente necesitaría de una mayor presión a fin de ser inyectado. No obstante, la diferencia de presión de inyección no sería demasiado elevada y difícilmente llegaría a lo que fue medido en los ensayos. Se nota también que en la Línea 9 son más frecuentes los picos localizados de presiones de inyección, los cuales alcanzan valores bastante más elevados que los observados en la Línea 3. Por lo tanto, las curvas de variación de la presión de inyección con el tiempo indican que la línea 3 se encuentra menos sujeta a eventuales atascos. Ambas constataciones resultan de la mayor fluidez del mortero de la línea 3 y de las elevadas presiones de inyección empleadas en la línea 9.

En el promedio, tanto en la Línea 3 como en la Línea 9, las mayores presiones de inyección son suministradas por la zona inferior del anillo. Esta constatación es coherente pues las líneas de inyección localizadas ahí deben vencer una carga contraria más elevada. Aparte, en estas zonas la capa de relleno suele ser inicialmente menos espesa, lo que favorece a la formación de mayores presiones.

Al parecer, en todas las pruebas se identifica una fase inicial en la cual la presión medida por los captadores varía de acuerdo con la presión de inyección. A lo largo de esta fase y como reflejo de la presión de inyección empleada, se observa que las presiones en el mortero de relleno son menores en las pruebas de la línea 3 (inferiores a los 2,5 bares) comparativamente a las pruebas de la línea 9 (entre 2,0 y 9,0 bares).

En la línea 9 se observa claramente que, a partir de un cierto momento, la presión medida por los captadores deja de estar influenciada por la presión de inyección. En este caso, se supone que la estabilidad de la capa de relleno tiene relación con el principio de fraguado del mortero. En las pruebas de la línea 3, la misma evaluación no es tan clara principalmente porque el mortero empleado tiene un tiempo de principio de fraguado de cerca de 30 horas. Se trata de un intervalo largo e incluso mayor que el tiempo total de realización de los ensayos que fue inferior a 19 horas para las pruebas de los anillos 2035, 2038, 2239 y 2242. Por lo tanto, en el caso de la línea 3 no es posible determinar la importancia del principio de fraguado en cuanto a la estabilidad del mortero de relleno.

No obstante, en dichas pruebas se observa que la variación de la presión en la capa de relleno ya se torna menos sensible a la presión de inyección con el paso del tiempo y el avance de la excavación. Aparentemente, este efecto es consecuencia de las bajas presiones de inyección y del aumento de la distancia entre los captadores y los puntos de inyección en la cola de la tuneladora. De cara a realizar una comparación más clara de la influencia del principio de fraguado y de la distancia entre los puntos de inyección y los captadores, se propone una estimación simplificada del momento en que el mortero de relleno alcanza la estabilidad.

Este momento se determina de acuerdo con un procedimiento común a todas las pruebas. Para ello, se calcula la desviación estándar de las lecturas medias de los captadores para un intervalo igual a 10 minutos posteriores al momento considerado. Los valores obtenidos a cada instante de la prueba son divididos por la máxima desviación estándar obtenida después de la inyección del mortero de relleno. Luego se determina el instante a partir del cual esta división es inferior y no vuelve a superar 0,1, lo que equivale a un 10% de la máxima desviación estándar. El tiempo hasta la estabilidad puede ser usado para determinar la posición de la tuneladora con respecto a los captadores y, por consiguiente, la distancia entre ellos. En la tabla 5.1 se muestra la comparación entre el tiempo de fraguado del mortero de relleno, el tiempo transcurrido hasta la estabilización del trasdós del anillo y la distancia entre los captadores y el punto de inyección.

*Tabla 5.1 – Presión ideal y Presión medida en el anillo 2035 de la Línea 3 de Madrid*

Prueba		Principio de fraguado (horas)	Tiempo desde la inyección hasta la estabilidad del mortero (horas)	Distancia entre captadores y punto de inyección (mm)
Línea 3 de Madrid	Anillo 2035	30	8,9	9831
	Anillo 2038	30	10,7	16574
	Anillo 2339	30	7,6	11663
	Anillo 2342	30	10,4	15085
Línea 9 de Barcelona	Anillo 2255	9	7,5	5356
	Anillo 2292	9	6,6	5495

En ella se verifica que en la Línea 3 de Madrid hay una diferencia de aproximadamente 21 horas entre la estabilidad del mortero y su principio de fraguado. Esto indica que la estabilidad del relleno no tiene relación con el principio de fraguado ya que el mortero aun se encuentra en estado fresco. Por otra parte, la misma diferencia de tiempo calculada para la Línea 9 de Barcelona es de aproximadamente 3,5 horas. Una vez que este tiempo podría fácilmente ser consumido durante el proceso de mezcla, transporte e inyección del mortero, se pone de manifiesto la posible influencia del principio de fraguado sobre la estabilidad.

Ello queda aun más evidente al analizar la distancia entre los captadores y el punto de inyección en el momento que se identifica la estabilidad del mortero. En la Línea 9 de Barcelona se encuentran las menores distancias y, al mismo tiempo, las mayores presiones de inyección. Así pues, si estos parámetros fueran relevantes, la estabilidad no se verificaría de manera más temprana tal y como se constató en la realidad. Al contrario, en el caso de la línea 3 de Madrid, se encuentran las mayores distancias además de presiones de inyección considerablemente más bajas, lo que explica la estabilidad observada en el mortero.

### **5.3.3. Gradiente de presión en el trasdós de las dovelas**

Como se ha mencionado, el mortero de relleno es un material viscoplástico que presenta un cambio de sus propiedades reológicas con el paso del tiempo. Así, a primeras edades, el mortero debería comportarse casi como un líquido generando alrededor del anillo un gradiente de presión aproximadamente proporcional a su masa específica. Conforme el mortero pierde agua y se endurece, tal gradiente debería cambiar hasta acercarse al gradiente de presión hidrostática del agua.

Asimilando el comportamiento del mortero cuando en estado fresco en el extradós de las dovelas, al comportamiento de un fluido, se puede determinar la distribución de presiones generada por éste y compararla con los datos recogidos por los captadores. El gradiente de presión para el mortero recién inyectado se calcula a través del promedio de las lecturas más tempranas de los captadores. Los valores tomados son referentes a tiempos en los que no había excavación y la presión de inyección era baja. Con eso se espera disminuir la influencia que la presión de inyección puede tener en este análisis. De manera similar, también se puede estimar el gradiente de presión en el trasdós de la dovela cuando el mortero se encuentra estabilizado. Éste se calcula a través del promedio de todas las lecturas de los captadores a partir del instante en que se identifica la estabilidad del relleno de acuerdo con el procedimiento definido en el apartado anterior.

La distribución de presión ideal fue calculada considerando el mortero como un líquido perfecto de forma análoga a lo realizado por Bezuijen y Talmon <sup>(17; 20; 87)</sup>. Teniendo esto en cuenta, se muestra en las tablas de abajo los gradientes de presión ideal impuesta al anillo por el mortero y por el agua así como los gradientes de presión medidos por los captadores en las pruebas de la Línea 3 de Madrid y de la Línea 9 de Barcelona.

Tabla 5.2 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2255 de la Línea 9 de Barcelona

Comparación	Gradiente medido en el mortero (kN/m <sup>3</sup> )		Gradiente ideal (kN/m <sup>3</sup> )	
	Recién inyectado	Recién estabilizado	Agua	Mortero
Cap 1 - Cap 2	123,73	-54,27	10,00	21,30
Cap 1 - Cap 3	37,82	102,63		
Cap 1 - Cap 4	-12,98	2,66		
Cap 2 - Cap 3	-9,21	188,50		
Cap 2 - Cap 4	-45,80	16,33		
Cap 3 - Cap 4	-74,39	-118,21		

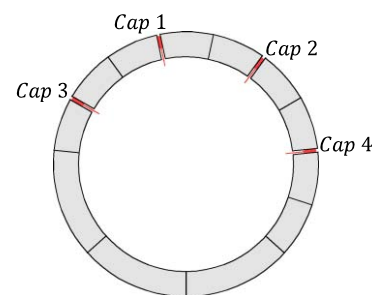


Tabla 5.3 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2292 de la Línea 9 de Barcelona

Comparación	Gradiente medido en el mortero (kN/m <sup>3</sup> )		Gradiente ideal (kN/m <sup>3</sup> )	
	Recién inyectado	Recién estabilizado	Agua	Mortero
Cap 2 - Cap 1	-7,59	114,46	10,10	21,30
Cap 2 - Cap 3	-3,26	0,23		
Cap 2 - Cap 4	-29,34	-27,32		
Cap 2 - Cap 5	4,85	8,95		
Cap 1 - Cap 3	-2,59	-17,62		
Cap 1 - Cap 4	-32,74	-49,47		
Cap 1 - Cap 5	5,51	3,37		
Cap 3 - Cap 5	9,65	14,10		
Cap 4 - Cap 5	25,06	30,38		

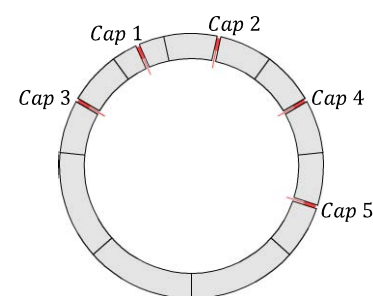




Tabla 5.4 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2035 de la Línea 3 de Madrid

Comparación	Gradiente medido en el mortero (kN/m <sup>3</sup> )		Gradiente ideal (kN/m <sup>3</sup> )	
	Recién inyectado	Recién inyectado	Agua	Mortero
Cap 1 - Cap 2	30,43	62,34	10,00	20,10
Cap 1 - Cap 3	0,70	2,81		
Cap 1 - Cap 4	18,05	17,53		
Cap 1 - Cap 5	15,17	12,95		
Cap 2 - Cap 4	14,46	4,57		
Cap 2 - Cap 5	10,76	-1,34		
Cap 3 - Cap 4	23,06	21,80		
Cap 3 - Cap 5	19,36	15,88		

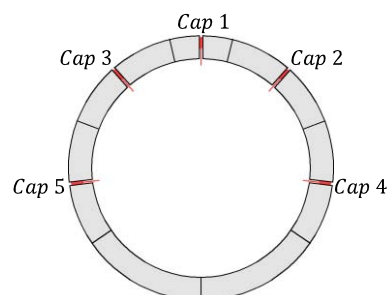


Tabla 5.5 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2038 de la Línea 3 de Madrid

Comparación	Gradiente medido en el mortero (kN/m <sup>3</sup> )		Gradiente ideal (kN/m <sup>3</sup> )	
	Recién inyectado	Recién inyectado	Agua	Mortero
Cap 2 - Cap 1	-51,32	-30,96	10,00	20,10
Cap 2 - Cap 3	-11,91	-13,65		
Cap 2 - Cap 4	9,85	4,66		
Cap 2 - Cap 5	-4,02	-3,23		
Cap 1 - Cap 3	-1,82	-9,22		
Cap 1 - Cap 4	44,38	24,77		
Cap 1 - Cap 5	2,41	0,54		
Cap 4 - Cap 3	-10,92	-7,15		
Cap 4 - Cap 5	-10,92	-7,15		
Cap 3 - Cap 5	7,22	11,63		

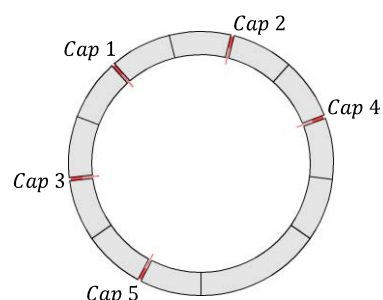


Tabla 5.6 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2342 de la Línea 3 de Madrid

Comparación	Gradiente medido en el mortero (kN/m <sup>3</sup> )		Gradiente ideal (kN/m <sup>3</sup> )	
	Recién inyectado	Estabilizado	Agua	Mortero
Cap 1 - Cap 2	-86,61	32,82	10,00	20,10
Cap 1 - Cap 3	-7,10	9,50		
Cap 1 - Cap 4	-1,90	9,74		
Cap 2 - Cap 3	5,71	5,74		
Cap 2 - Cap 4	11,74	6,02		

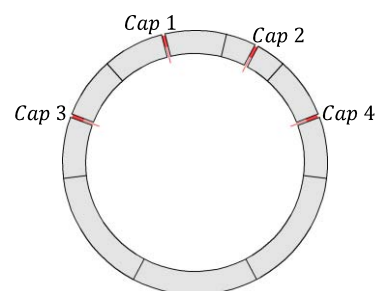
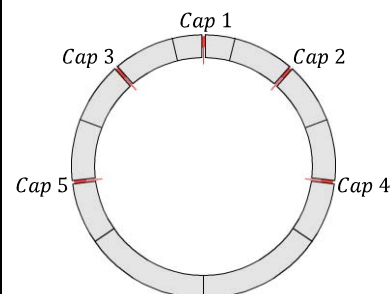


Tabla 5.7 – Gradiente ideal y gradiente medido en el anillo 2339 de la Línea 3 de Madrid

Comparación	Gradiente medido en el mortero (kN/m <sup>3</sup> )		Gradiente ideal (kN/m <sup>3</sup> )	
	Recién inyectado	Recién inyectado	Agua	Mortero
Cap 1 - Cap 2	11,64	2,68	10,00	20,10
Cap 1 - Cap 3	-17,03	-9,31		
Cap 1 - Cap 4	12,10	4,57		
Cap 1 - Cap 5	7,57	3,01		
Cap 2 - Cap 4	12,24	5,11		
Cap 2 - Cap 5	6,40	3,11		
Cap 3 - Cap 4	20,54	8,58		
Cap 3 - Cap 5	14,69	6,58		



En las tablas se observa que en ambos túneles, los resultados medidos en la capa de relleno no se acercan a los valores ideales del mortero ni tampoco al gradiente hidrostática del agua. Al contrario, el gradiente medido parece estar altamente influenciadas por la presión de inyección y por las cargas aplicadas por el propio terreno. Un ejemplo claro es el gradiente formado por el mortero estabilizado entre el captador 2 y el captador 1 en la prueba del anillo 2292 que llega a ser 5,35 veces mayor que el valor ideal. En otros casos, los gradientes presentan valor negativo, algo que va totalmente en contra de lo esperado en un fluido perfecto.

En la línea 3, las diferencias medidas por los captadores se acercan más a la diferencia ideal calculada. No obstante, todavía hay incongruencias significativas entre ambas. La mayor disparidad se manifiesta en la prueba del anillo 2038 donde los captadores de la zona superior del anillo presentan lecturas de presión superiores a la de los captadores localizados en la zona inferior del anillo. Como ya se ha mencionado a priori, tal fenómeno puede ser consecuencia del cambio de las características de permeabilidad del terreno y por las presiones ejercidas por el mismo.

#### 5.4. Conclusiones

El estudio de las presiones recogidas por los captadores en el trasdós de las dovelas muestra la influencia de, principalmente, dos factores: las presiones de inyección del mortero y la distancia desde el punto de inyección a la dovela provista de captadores. En todas las pruebas, se nota que las presiones medidas por los captadores varían de manera muy similar a la variación de la presión de inyección del mortero de relleno. En este momento se identifican las solicitaciones críticas aplicadas al trasdós de los anillos. A medida que transcurre el tiempo se aprecia la disminución de las variaciones de presión hasta llegar a un punto en que la presión en el trasdós de la dovela presenta cierta estabilidad.

El punto de estabilidad hallado en las pruebas de la Línea 3 de Madrid el tiempo de principio de fraguado medido en laboratorio es bastante mayor que el tiempo medido hasta la estabilidad en la prueba. En este caso, la mayor estabilidad surge de la disminución de influencia de la inyección conforme aumenta la distancia entre los captadores de presión y los puntos de inyección. Por ello, se constata que en las cuatro pruebas la estabilización se produce cuando hay aproximadamente entre 10 y 16 m con respecto a los puntos de inyección.

En segundo lugar, haciendo un estudio más detallado de cada uno de los captadores de presión en función de su colocación, se observa que, si bien teóricamente los mayores registros deberían obtenerse en las zonas inferiores del anillo, en la práctica existen intervalos en los que este hecho no se constata. La causa de ello puede ser el tipo de terreno o la presión ejercida por el mismo.

En el estudio de los gradientes de presiones impuesto por el mortero de relleno al anillo se comparan las distribuciones medidas por los captadores con la distribución considerada ideal según algunas publicaciones. Se verificó que para todas las pruebas el gradiente de presiones medido poco después de la inyección no se corresponde al teórico proporcional a la masa específica del mortero. En el segundo caso, al estudiar el gradiente de presión cuando las presiones recogidas por los captadores se han estabilizado, se observa que tampoco coincide con el gradiente de presión hidrostática teórico.

Por todo esto, se concluye que el valor del gradiente de presiones que se generan en el trasdós de las dovelas no puede depender exclusivamente de las características del mortero inyectado, sino que está influenciado por la distribución del mortero en el trasdós del anillo y por la transmisión de presiones del terreno circundante. Los resultados obtenidos permiten concluir que el mortero es capaz de conservar parte de las diferencias de presión recibidas a lo largo del proceso de construcción del túnel.

## 6. CARACTERIZACIÓN DE LOS PACKERS

### 6.1. Introducción

A partir del estado del conocimiento presentado, se observa la relativa escasez de investigaciones sobre los packers. La cantidad de datos disponibles es igualmente escasa de modo que no sería posible realizar el presente estudio a partir de los resultados experimentales de otros autores. Teniendo en cuenta que no hay ninguna normativa en este tema, se diseñan dos ensayos capaces de medir las propiedades determinantes para el desempeño de los packers. En la segunda fase del estudio, los resultados obtenidos en la campaña experimental fueron usados como elemento de comparación y para proponer modelos descriptivos del comportamiento de los packers.

El diseño de esos ensayos siguió dos directrices básicas: por un lado, ser suficientemente representativos y, por otro lado, ser de fácil realización y repetitividad. Conciliar estos aspectos es una tarea compleja a medida que la reproducción aproximada de la situación real en un túnel implica en el uso de piezas de grandes dimensiones y de difícil movimiento. Por otro lado, la posibilidad de realizar un ensayo en escala reducida debe ser cuidadosamente considerada en función de las imprecisiones que dicha reducción puede traer. Teniendo esto en cuenta, se optó por ensayos en escala reducida pero con dimensiones mínimamente aceptables para asegurar la representatividad de los resultados. La definición de las propiedades a medir en cada ensayo viene del análisis del tipo de juntas y de la situación corriente de aplicación de cargas a las mismas.

En las juntas longitudinales los packers están solicitados mayoritariamente a esfuerzos de compresión, aunque hay una cierta transmisión de esfuerzos de corte. Aparte, la carga principal actuante en la zona de montaje es el empuje de los gatos, el cual genera una compresión del packer de las juntas radiales. Para estudiar ambos comportamientos se propone un ensayo que pretende caracterizar el packer frente a una sollicitación por carga normal.

No obstante, ya se ha destacado la importancia del efecto de corte en las juntas radiales, el cual se manifiesta con más intensidad en las juntas ubicadas en la transición entre la zona de montaje y la zona de cepillos o entre la zona de cepillos y la zona de contacto con el mortero de relleno. Además del efecto de corte, dichas juntas también reciben la sollicitación normal aplicada por los gatos de empuje. Así pues, tiene importancia caracterizar el packer frente a una sollicitación simultánea con una componente normal y una componente tangencial, lo que se hace a través del segundo ensayo.

Como ya se ha mencionado, la capacidad de la junta en transmitir esfuerzos depende, en un primer momento, de las características del packer existente en la misma. En función del tipo de material elegido para los packers, se puede conferir un comportamiento más o menos independiente al conjunto de anillos lo que tiene grande influencia sobre la redistribución de los esfuerzos internos al revestimiento. Por consiguiente, ello también influye la concentración de tensiones en áreas reducidas de las dovelas. En algunas situaciones, puede que esta concentración de tensiones alcance valores críticos, generando incluso daños estructurales en las piezas.

Parece evidente que el conocimiento de las propiedades del packer es esencial para simular el comportamiento de las juntas y del propio anillo. En este contexto, el estudio sobre las características de los packers permite una simulación numérica más precisa y fiable de la realidad. Asimismo, los parámetros medidos en los ensayos sirven de base para el estudio sobre los daños estructurales que aparecen en virtud de las deficiencias de contacto los cuales son llevados a cabo en los capítulos posteriores.

### **6.1.1. Objetivos**

Teniendo esto en cuenta, el presente estudio sobre la caracterización de los packers tiene los siguientes objetivos:

- evaluar los modelos existentes para la consideración estructural de los packers y las campañas experimentales externas realizadas
- determinar las propiedades que definen el desempeño de los packers en la junta y proponer ensayos para caracterizar las mismas;
- desarrollar un ensayo capaz de caracterizar el desempeño de diferentes tipos de packers frente a una sollicitación compuesta normal y tangencial;
- proponer un ensayo a compresión simple para evaluar el comportamiento del packer frente a una sollicitación normal;
- caracterizar diferentes packers empleados en obras reales y
- proponer un modelo para describir matemáticamente su comportamiento estructural.

### **6.1.2. Organización del estudio**

El estudio sobre el comportamiento de los packers se realiza de forma separada para la sollicitación normal y la sollicitación compuesta. En ambos casos, inicialmente se definen las nuevas configuraciones de ensayo propuestas. La descripción de las campañas experimentales con resultados conclusivos para el ensayo frente a sollicitación normal y para el ensayo frente a sollicitación compuesta se presenta en los apartados 6.2.3 y 6.3.3, respectivamente.

Los resultados obtenidos en ambos permiten, por un lado, la comparación entre los packers empleados en diferentes túneles y, por otro lado, una mejor comprensión del comportamiento de los mismos. En base a ello, se proponen formulaciones matemáticas que pueden ser usados en modelos de elementos finitos para describir dicho comportamiento.

## 6.2. Comportamiento frente a sollicitación normal

### 6.2.1. Nueva propuesta experimental

Inicialmente fueron consideradas dos posibles configuraciones para el ensayo de caracterización del packer a sollicitación normal. En la primera de ellas, el packer está en contacto con dos chapas con bajo coeficiente de rozamiento, resultando en una baja restricción a la deformación transversal del material. En la segunda opción, el packer está en contacto directo con una superficie de hormigón, la cual presenta un coeficiente de rozamiento significativamente más elevado el cual impone cierta restricción a la deformación transversal del packer. Aunque la restricción impuesta es variable en función del coeficiente de rozamiento del hormigón empleado la situación de contacto directo con la superficie de hormigón es claramente más representativa.

Sin embargo, el uso de bloques de hormigón introduce algunas incertidumbres con relación a la planeidad de las caras de las probetas pudiendo afectar negativamente la representatividad y la repetitividad de los resultados. A fin de evaluar este aspecto, dos configuraciones de ensayo son propuestas para la caracterización del comportamiento del packer frente a sollicitación normal tal y como se describe a continuación. Cabe señalar que el procedimiento de puesta en carga, los packers ensayados y el tratamiento de los resultados obtenidos son idénticos para ambas configuraciones.

#### Ensayo con bloques de hormigón

Se considera que el desempeño de los packers a compresión se ve poco afectado por el factor de escala. Por ello, se optó por usar probetas cúbicas de hormigón con 150 mm de lado. Los requerimientos de planeidad y paralelismo para las caras de los cubos de hormigón siguen lo establecido en la normativa UNE-EN 12390-1. Se recomienda que la resistencia del hormigón usado en la fabricación de las probetas sea por lo menos tres veces mayor que la carga máxima del ensayo de compresión del packer. Además hay que evitar la presencia de imperfecciones en las caras de las probetas en contacto con los moldes.

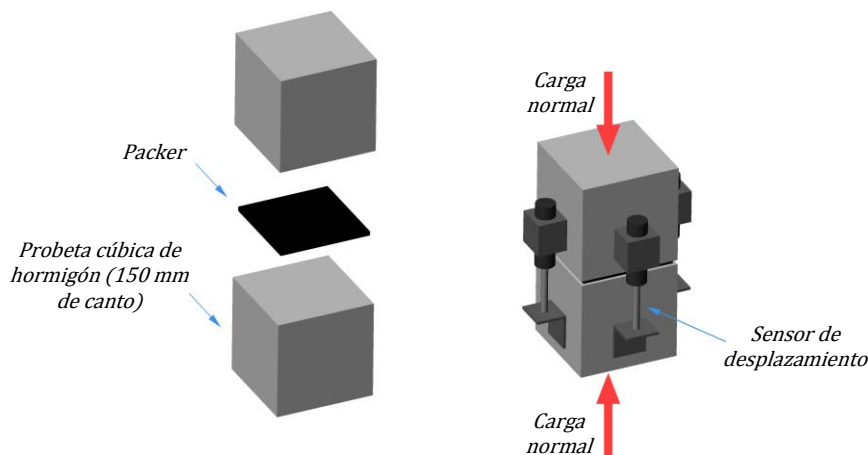
Tal como muestra la figura 6.1, el ensayo está compuesto por dos probetas cúbicas de hormigón juxtapuestas verticalmente con un packer en el intermedio. El packer debe estar cortado en un trozo cuadrado de 140 mm de lado y colocado sin pegamiento en el centro de las probetas de hormigón con los lados paralelos a ésta. Antes de posicionar el packer se verifica si la superficie de hormigón de las probetas se encuentra limpia.

Se ha preferido la configuración vertical para el ensayo una vez que ésta permite un montaje fácil además de aprovechar las prensas existentes en laboratorio. Vale destacar que la configuración horizontal requiere un mayor esfuerzo de montaje y solamente se justificaría en el caso de emplear bloques con dimensiones incompatibles con la capacidad de carga o el espacio disponible en las prensas convencionales.

En base a esto y por cuestiones de simplicidad, se optó por realizar un ensayo con control por carga por lo que se empleó una prensa Ibertest de carga máxima 3.000 kN instalada en el LTE de la UPC. El pistón de la prensa no presenta ningún tipo de rotulación asumiendo un recorrido ascendente durante la fase de compresión. Por otra parte, el embolo de la prensa que hace contacto con los bloques de hormigón en el extremo opuesto al pistón, presenta una rótula, la cual estuvo liberada durante todos los ensayos.

El montaje del conjunto formado por las probetas y por el packer se realiza fuera de la prensa con objeto de facilitar la instalación de los tres sensores de desplazamiento ubicados al centro de las caras de los bloques perpendicularmente a la junta. Esos sensores miden con precisión mínima de 0,0005 mm la

variación relativa de la distancia entre puntos situados verticalmente en las dos probetas. (Véase figura 6.1) Antes del inicio del ensayo, se toman las dimensiones del packer en por lo menos 8 puntos usando un pie de rey con precisión mínima de 0,02mm. Las dimensiones del packer son calculadas a partir del promedio de las mediciones realizadas siendo el área usada para obtener la carga máxima del ensayo que satisface la tensión estipulada.



*Figura 6.1 – Configuración del ensayo a sollicitación normal*

El conjunto de bloques se lleva a la prensa y se pone en carga conforme el procedimiento de ensayo descrito a continuación. A lo largo de todo el ensayo se registra la carga aplicada por la prensa y el desplazamiento medido por los tres sensores de desplazamiento. Una vez finalizado el ensayo se vuelve a medir el espesor del packers con un pie de rey. El espesor medio calculado a partir de esas lecturas es el espesor final del packer ( $e_p$ ).

En la presente campaña experimental se han usado bloques con una resistencia a compresión de aproximadamente 60 MPa a los 7 días. El módulo de elasticidad de este hormigón medido de acuerdo con la UNE 83316:1996 fue de 37,74 GPa.

#### Ensayo con chapas metálicas

La 2ª propuesta experimental contempla una configuración de ensayo diseñada cara a reducir las variables que pueden interferir en los resultados obtenidos. En primer lugar, se optó por no usar probetas de hormigón puesto que la irregularidad presentada por las mismas es probablemente la principal causa comportamientos anómalos.

En vez de estas probetas son usados dos platos metálicos de 150mm de diámetro con tolerancia de fabricación mucho más estricta respecto a planeidad, longitud y paralelismo. Uno de los platos se encuentra unido al pistón de la prensa que presenta una rótula, la cual estuvo liberada durante todos los ensayos. El segundo plato fue apoyado en el embolo opuesto, el cual no presenta ningún tipo de rotulación. El packer, conformado en una circunferencia de diámetro 150mm, fue posicionado de manera centrada entre ambos platos. Los sensores de desplazamiento usados para medir la deformación del packer fueron fijados a los platos de la prensa formando un ángulo de 120° entre sí en el plano horizontal. En este caso, el control del ensayo también se hace por la carga aplicada.

##### *6.2.1.1. Puesta en carga*

En teoría, la velocidad de aplicación de las cargas en el anillo a lo largo de la construcción del túnel es bastante gradual estando limitada por la propia velocidad de avance de la tuneladora. Por consiguiente, la velocidad de deformación observada en el packer es reducida, prácticamente no afectando el comportamiento de tensión-deformación medido para dicho material.

No obstante, con objeto de verificar la influencia del proceso de puesta en carga sobre los resultados de los ensayos, se realizaron algunas pruebas preliminares. Para ello, se simulaban diversos ciclos de compresión en los cuales se aplicaba diferentes velocidades de carga y descarga. Las variaciones observadas entre los ciclos no fueron significativas, por lo que la velocidad de deformación no era un parámetro determinante para el rango de compresiones considerado.

Frente a esto, se procedió a la definición de la puesta en carga para el ensayo buscando simular la situación encontrada en la realidad. La tensión máxima aplicada en el packer a lo largo de la construcción del túnel es función de las características del terreno excavado y de la distribución de los packers en las juntas. En base al análisis de los datos de cuatro túneles (Línea 3 de Madrid, Línea 9 de Barcelona, M-30 y Túnel de Pajares) se observa que la tensión máxima aplicada puede variar considerablemente. Para cubrir este amplio rango de variación se propone una tensión máxima de referencia de 20 MPa, lo que equivale a una carga de 392 kN teniendo en cuenta una lámina de packer de  $140 \times 140 \text{ mm}^2$ . Esta carga fue aplicada a una velocidad de 5 kN/s lo que equivale a aproximadamente 0,255 MPa/s.

El procedimiento de carga y descarga se realiza con la misma velocidad, el cual se repite tres veces de manera idéntica. Con ello, se pretende eliminar eventuales efectos de acomodamientos al igual a lo que se observa en el ensayo de módulo de elasticidad de probetas de hormigón. Este planteamiento también tiene en cuenta que durante la construcción del túnel hay una variación de la carga aplicada a las juntas debido a las fases inherentes a construcción. Ello resulta evidente cuando se realiza la descarga controlada de los gatos de empuje para dar lugar a la colocación de las nuevas dovelas. Aunque hay un control de este proceso cara a mantener la mayor parte del anillo bajo compresión, algunas dovelas experimentan una disminución local y momentánea de la carga en la junta radial. Tal bajada de carga mantiene cierta ciclicidad marcada por cada colocación de un nuevo anillo.

Queda evidente que en la práctica difícilmente hay una descarga completa de la junta tal como define el procedimiento de puesta en carga definido. Sin embargo, con este planteamiento se logra la caracterización completa para un rango más amplio de datos en la curva tensión-deformación del material. En la práctica, se podría asumir sin grandes aproximaciones que durante el proceso de descarga el comportamiento tensión-deformación sigue la misma curva de retorno que la mostrada en el ensayo, solo que finalizando antes, a una carga más elevada.

Asimismo, se pretende evaluar la incidencia del fenómeno conocido como efecto Mullins el cual es muy común en los elastómeros. Este fenómeno se caracteriza por un ablandamiento del material observado generalmente en el primero o incluso en el segundo ciclo de carga. En los ciclos de carga posteriores las propiedades mecánicas medidas presentan pequeña variación entre sí (88; 89; 90; 91; 92; 93).

Por otro lado, algunos estudios sobre elastómeros ponen de manifiesto la existencia de un fenómeno de relajación del material frente a una deformación o una carga constante (94; 95). A fin de evaluar este fenómeno, se realiza un escalón de un minuto de duración al final de cada rampa de carga o de descarga. La figura 6.2 muestra el gráfico del procedimiento de puesta en carga definido de acuerdo con los párrafos anteriores. En el eje de las abscisas se tiene el tiempo de ensayo en segundos y en el eje de las ordenadas, la tensión aplicada en el packer en MPa.

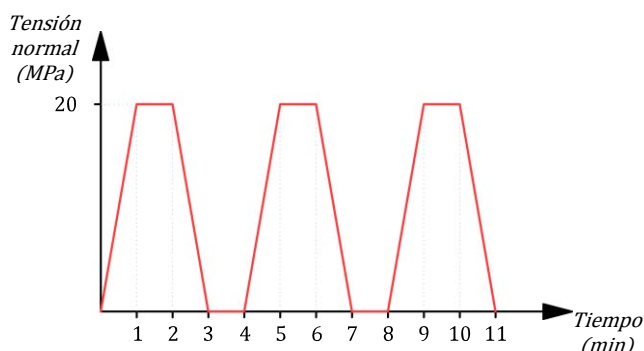


Figura 6.2 – Procedimiento de puesta en carga



### 6.2.1.2. Campaña experimental

En la tabla 6.1 se muestra la campaña experimental realizada con ambas configuraciones de ensayo de sollicitación normal. En total se ensayan seis tipos de packers los cuales provienen de la Línea 9 de Barcelona (lámina de caucho y bituminoso), del Túnel de Guadarrama, del Túnel de Pajares, del Túnel de la Cela y de la M30.

Además de estos, también se realiza el ensayo de la situación sin packer, es decir, con el contacto directo entre el hormigón de los bloques. El ensayo sin packer sirve como prueba de referencia permitiendo, por un lado, la determinación de la deformación y la acomodación correspondiente a los bloques de hormigón y, por otro, la evaluación del contacto uniforme entre ellos.

Tabla 6.1 – Campaña experimental con ensayo a sollicitación normal

Referencia	Material de Contacto	Obra de Procedencia	Tensión Normal (MPa)	Cantidad de Ensayos
PCKR 01	A	Línea 9 de Barcelona (Lámina de caucho)	20	2
PCKR 02	B	Túnel de Guadarrama	20	2
PCKR 03	C	Túnel de Pajares	20	2
PCKR 04	D	Línea 9 de Barcelona (Bituminoso)	20	2
PCKR 05	E	Túnel de la Cela	20	2
PCKR 06	F	M30	20	2
REF 07	Sin Material de Contacto	-	20	2

Para cada packer se realizan dos pruebas llegando a tensión normal máxima de 20 MPa. En el caso de haber diferencias considerables entre las dos pruebas en el mismo packer se dejó prevista la realización de ensayos adicionales.

### 6.2.1.3. Tratamiento de los resultados

El desplazamiento medido a lo largo de la puesta en carga es igual a la deformación del packer y del hormigón entre los puntos en los cuales se han fijado los sensores. Aunque la deformación y la acomodación de los bloques de hormigón deberían ser pequeñas, se las debe restar de la deformación total a fin de obtener la que corresponde exclusivamente a los packers.

Para ello, se emplean los resultados del ensayo de la situación de contacto sin packer. De manera complementaria se determina el módulo de elasticidad del hormigón usado en la fabricación de las probetas. En base a ello, se determina la deformación correspondiente al hormigón a lo largo de las pruebas.

De acuerdo con este raciocinio, la deformación del packer para cada sensor de desplazamiento sería calculado por la ecuación 6.1, en la cual  $\Delta e_{p,n}(t)$  es la deformación del packer,  $\Delta e_{tot,n}(t)$  es la variación medida por el sensor de desplazamiento y  $\Delta e_{h,n}(t)$  es la deformación y la acomodación correspondiente a los bloques de hormigón. La deformación equivalente del packer en el instante t se obtiene a través del promedio de la deformación registrada por cada sensor de desplazamiento tal como se muestra en la ecuación 6.2.

$$\Delta e_{p,n}(t) = \Delta e_{tot,n}(t) - \Delta e_{h,n}(t) \quad [6.1]$$

$$\Delta e_p(t) = \frac{\Delta e_{p,1}(t) + \Delta e_{p,2}(t) + \Delta e_{p,3}(t)}{3} \quad [6.2]$$

Una vez que se conoce la evolución de la carga normal aplicada en función del tiempo, se determina el gráfico tensión-deformación para cada ciclo de carga realizado.

### 6.2.2. Resultados y análisis: Configuración 1

La primera campaña experimental fue realizada entre los días 15 y 19 de octubre de 2007 con la primera configuración propuesta. En esta, los ensayos realizados con los packers de la Línea 9 de Barcelona (lámina de caucho), del Túnel de Guadarrama, del Túnel de Pajares, del Túnel de la CELA y de la M30 presentaron un comportamiento bastante similar. A manera de ejemplo, en la figura 6.3.a se muestra un gráfico que relaciona la tensión normal aplicada y la deformación del packer para el primer ciclo de carga de la prueba 1 con el packer de la M30. Los resultados completos de esta primera campaña experimental se presentan en el Apéndice D.

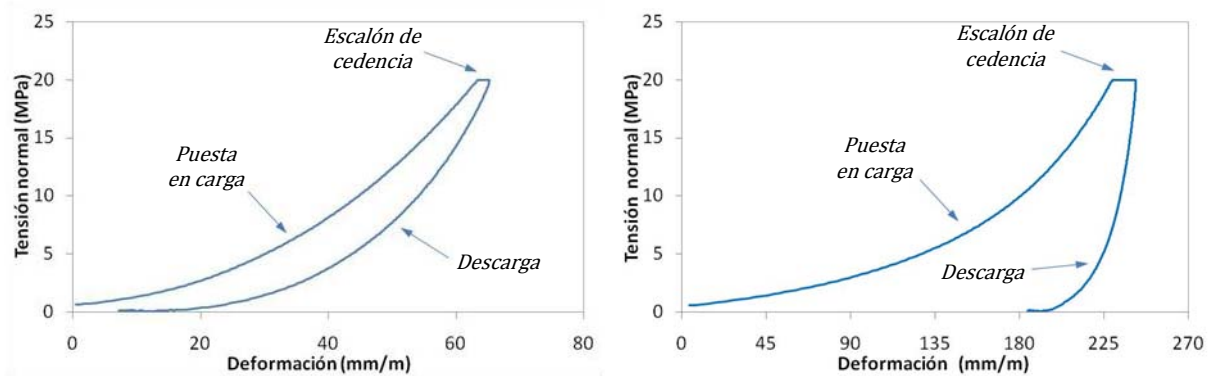


Figura 6.3 – Primero ciclo de carga en prueba: a) con el packer de la M30 y b) con el packer de la Línea 9 de Barcelona - Bituminoso

En ella se evidencian las tres fases que componen cada ciclo de carga. Inicialmente, se aprecia la fase de puesta en carga en la cual el aumento de la tensión aplicada es acompañado por un aumento en la deformación del packer. Después, hay el escalón de cedencia en el cual se mantiene constante la tensión normal y se produce un aumento de la deformación medida. Por último, en la fase de descarga hay la disminución de la tensión aplicada y de la deformación medida en el packer. La curva observada en la fase de descarga presenta un formato semejante a la curva de puesta en carga siendo prácticamente paralela a ésta.

Tal constatación solamente no se mantiene para el primer ciclo de carga con el packer bituminoso empleado en la Línea 9 de Barcelona, como muestra la figura 6.3.b. En ella, puede apreciarse que, debido a las características del material que compone dicho packer, la fase de puesta en carga presenta deformaciones considerablemente mayores. Estas deformaciones no se recuperan en la fase de descarga dado que son resultado de cambios en la estructura interna del packer. Como consecuencia, además de una mayor deformación residual, en este caso no se observa un paralelismo tan claro entre la curva de puesta en carga y la curva de descarga.

El comportamiento de los packers frente a los tres ciclos de carga fue bastante similar para todos los packers. A manera de ejemplo, en la figura 6.4.a se muestra el gráfico de la tensión aplicada en función de la deformación media registrada para el packer de caucho de la Línea 9 de Barcelona en los tres ciclos de carga. Tal y como puede apreciarse, en el primero ciclo de carga se mide una deformación ligeramente mayor que en los demás ciclos. Ello, probablemente resulta, por un lado, de la acomodación del conjunto de bloques y, por otro lado, de una deformación que queda residual en el material.

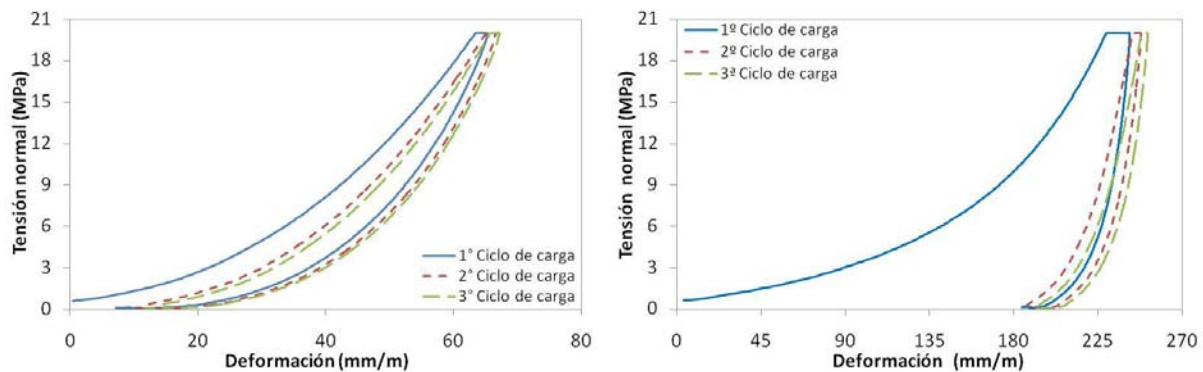


Figura 6.4 – Comportamiento frente a los tres ciclos de carga para: a) packer Línea 9 de Barcelona - Caucho y b) packer Línea 9 de Barcelona - Bituminoso

Las curvas correspondientes al segundo y al tercer ciclo de carga son prácticamente paralelas si bien con un pequeño desplazamiento relativo que puede atribuirse a una deformación residual del packer. Así pues, como define el efecto de Mullins, hay un cierto ablandamiento del material tras el primer ciclo de carga. Ello no se repite en los ciclos siguientes, los cuales pasan a presentar comportamiento casi idéntico.

Como ejemplo extremo del efecto Mullins y del ablandamiento, se destaca el caso del packer bituminoso cuyo ensayo se encuentra reflejado en la figura 6.4.b. En ella se observa que en el primero ciclo de carga dicho packer presenta una deformación considerable mientras que el segundo y el tercer ciclo el comportamiento es bastante similar.

En la figura 6.5 se aprecia la curva tensión-deformación medida por cada uno de los sensores de desplazamiento para los tres ciclos de carga referentes a una de las pruebas con el packer del Túnel de Pajares. La posición de estos sensores respecto las caras de los bloques de hormigón fue igual para todos los ensayos, correspondiendo al representado en dicha figura.

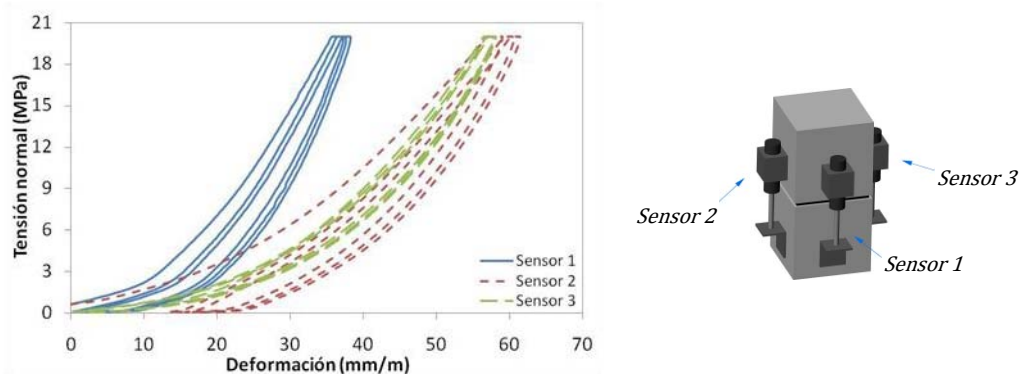


Figura 6.5 – Medidas de los sensores en los tres ciclos de carga con el packer de Pajares

La comparación entre los registros de los tres sensores de desplazamiento a lo largo del ensayo muestra diferencias significativas; así, el sensor de desplazamiento 1 tiene una deformación considerablemente inferior a la de los sensores 2 y 3, los cuales presentaron resultados similares entre sí. Además, se constata que las pendientes de las curvas medidas con el sensor 1 son considerablemente más elevadas. Este comportamiento aparece con mayor o menor intensidad para todos los packers ensayados.

Cabe matizar que en todas las pruebas se respeta la misma disposición de los dos bloques entre sí y con relación a la prensa. Ahora bien, ello muestra una deformación no uniforme del material de contacto que podría ser producto de imperfecciones geométricas de los bloques, montaje deficiente del conjunto e irregularidades excesivas en la superficie del packer. Las dos últimas causas se pueden eliminar ya que las mismas se manifestarían de manera más bien aleatoria no justificando el comportamiento medido de tipo sistemático.

Si bien fueron fabricadas de acuerdo con la norma UNE-EN 12390-1, se constataron pequeñas imperfecciones geométricas en las probetas de hormigón. Debido a esto, frente a la aplicación de la carga normal, el packer tiende a comportarse como una rótula, adaptándose a dichas imperfecciones. Este efecto se agrava en función del reducido espesor del material ensayado.

Desde un punto de vista mecánico, las cargas aplicadas durante el ensayo se concentran en ciertas zonas del material. Son creados puntos capaces de transmitir más esfuerzos sin que en el promedio de la superficie del packer presente la deformación correspondiente. A consecuencia de esto, la rigidez medida se encuentre por encima de lo que sería normal en un ensayo perfecto. Una vez que se desconoce la real intensidad y la influencia de este mecanismo sobre el comportamiento medido, hay fuertes dudas con respecto a la representatividad de los resultados.

En la figura 6.6 puede apreciarse las curvas de tensión versus deformación de los diferentes packers, calculada con los datos referentes al tramo ascendiente del tercero ciclo de carga. En ella puede apreciarse que, a pesar de los problemas citados, el ensayo propuesto fue sensible a las variaciones de características de los diferentes tipos de packers. Asimismo, con excepción del packer de la Línea 9 de Barcelona - Caucho, el ensayo presentó un buen grado de repetitividad puesto que los resultados obtenidos en las dos pruebas con cada packer fueron bastante similares.

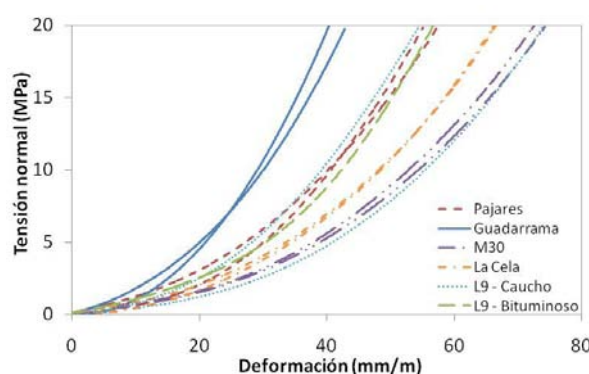


Figura 6.6 – Curva tensión deformación obtenida para el tercer ciclo de carga

Aunque los aparentemente los ensayos arrojan buenos resultados, hay cierta incertidumbre sobre la importancia que la deformación no uniforme tuvo sobre el comportamiento medido. Para dirimir esta incertidumbre es necesario realizar una nueva tanda de ensayos bajo condiciones más controladas que permitan una caracterización más precisa del packer. Ante los problemas encontrados a lo largo de las pruebas, los resultados de la configuración 1 fueron rechazados.

### 6.2.3. Resultados y análisis: Configuración 2

Los resultados obtenidos en la segunda campaña experimental (presentados en el Apéndice D) muestran, en general, un comportamiento similar al observado en la campaña anterior, si bien con menor variación. No obstante, las anomalías encontradas anteriormente no volvieron a manifestarse de manera sistemática en los ensayos.

A manera de ejemplo, en la figura 6.7.a se muestra el comportamiento del packer de la M30 frente a los tres ciclos de carga. En ella se aprecia que el escalón de carga constante produce una deformación bastante reducida respecto al hallado en la primera campaña experimental. Aparte, las diferencias de deformación entre el primero y los demás ciclos de carga también es menor que el encontrado en la tanda de ensayos anterior. Tras este ablandamiento inicial, se verifica que las curvas del segundo y del tercer ciclo de carga casi coinciden. Lo mismo fue observado para todos los packers ensayados y de manera más extrema para el packer bituminoso tal y como puede apreciarse en la figura 6.7.a.

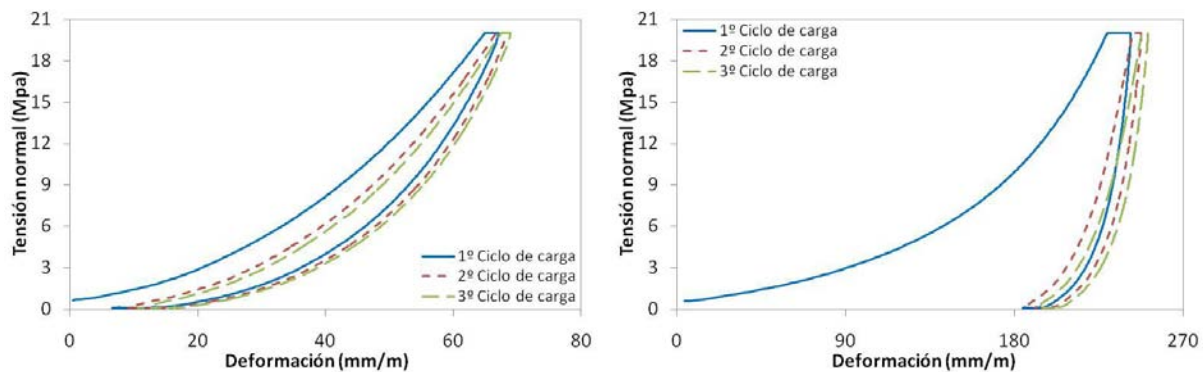


Figura 6.7 – Comportamiento frente a los tres ciclos de carga para: a) packer M30 y b) packer Línea 9 de Barcelona - Bituminoso

En base a esto, se constata que el fenómeno de relajación y el efecto Mullins también se observan en la nueva campaña experimental. Sin embargo, tanto la deformación a lo largo del escalón de carga constante como el ablandamiento hallado en el primero ciclo de carga son de intensidad inferior a los medidos anteriormente. Esta respuesta era esperada ya que, en la primera campaña experimental, la concentración de tensiones en zonas reducidas del material podría maximizar la apreciación de dichos fenómenos. Por el contrario, ello no se observaría en la nueva configuración de ensayo que presenta teóricamente una distribución más uniforme de cargas en el packer.

La figura 6.8 muestra, a manera de ejemplo, la tensión aplicada en función de la deformación medida por cada sensor de desplazamiento en una de las pruebas con el packer de Pajares.

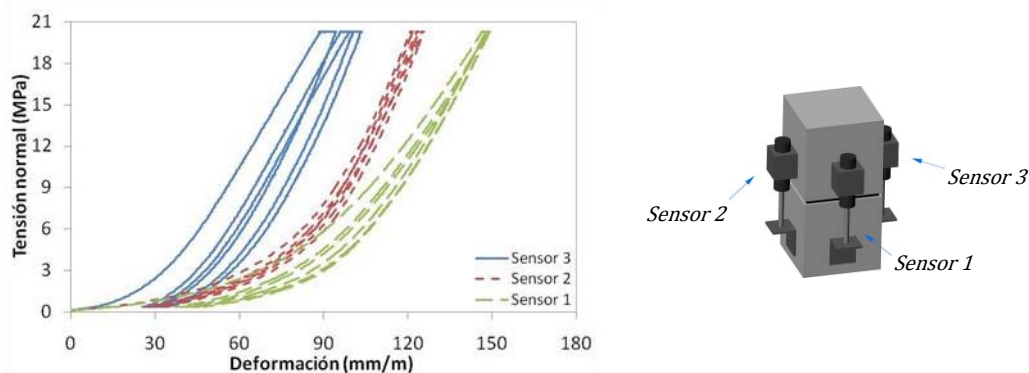


Figura 6.8 – Medidas de los sensores en los tres ciclos de carga con el packer de Pajares

En ella se aprecia que aún con el cambio de configuración hay una diferencia considerable entre el valor absoluto de desplazamiento medido por cada sensor. Sin embargo, cabe señalar que, de esta vez, tal diferencia no se manifiesta de manera sistemática sino más bien aleatoria. Así pues, se puede concluir que la causa de la anomalía medida en la primera campaña experimental no se repite.

En la nueva configuración de ensayo, la diferencia de desplazamiento medida entre los sensores se justifica por la acomodación natural frente a la compresión y a las propias irregularidades del packer. Cabe señalar que en las auscultaciones previas a los ensayos se constató que la desviación estándar en el espesor de los packers está entre 0,04 mm y 0,06 mm. Estas variaciones en el espesor son significativas cuando se comparan al orden de magnitud de las deformaciones medidas en los ensayos, las cuales están alrededor de los 0,4 mm.

A pesar de las diferencias en el desplazamiento absoluto, las pendientes de las curvas dadas por los tres sensores son similares. Ello muestra que tras la fase inicial de acomodación, la deformación del packer es bastante uniforme indicando una buena caracterización de las propiedades del material. A consecuencia

de esto, también se verificó un buen grado de repetitividad de los ensayos como puede apreciarse en la figura 6.9.

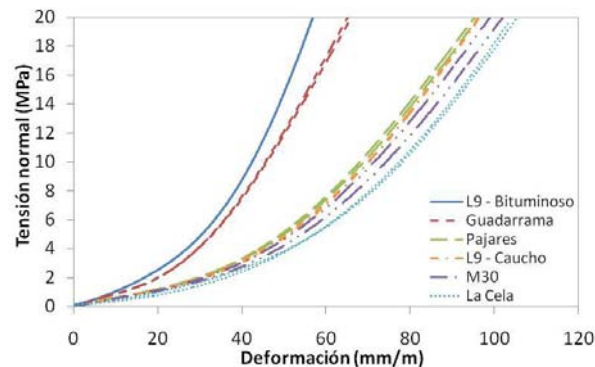


Figura 6.9 – Curva tensión deformación obtenida en la 2ª campaña experimental

En ella, se muestran las curvas tensión-deformación obtenidas en las dos pruebas realizadas con los packers de Pajares, M30, Guadarrama, La Cella, Línea 9 de Barcelona - Caucho y Línea 9 de Barcelona - Bituminoso. Para componer dicha figura, se utilizó únicamente la fase de puesta en carga del tercer ciclo de carga, el cual prácticamente no se encuentra influenciado por el fenómeno de acomodación descrito anteriormente.

Como puede apreciarse que, de entre todos los packers ensayados, el Bituminoso y el de Guadarrama mostraron el comportamiento más rígido con una deformación máxima de 57 y 65 mm/m, respectivamente. Por otra parte, los packers de Pajares, Línea 9 de Barcelona - Caucho, M30 y La Cella presentan un comportamiento más flexible alcanzando una deformación máxima entre 95 y 105 mm/m.

Las curvas tensión-deformación obtenidas en los ensayos presentan un formato que está de acuerdo con lo que normalmente se encuentra para los elastómeros. Como ilustran Ward y Sweeney, el comportamiento mecánico medido para estos materiales tiende a acercarse a la curva mostrada en la figura 6.10.<sup>(96)</sup>

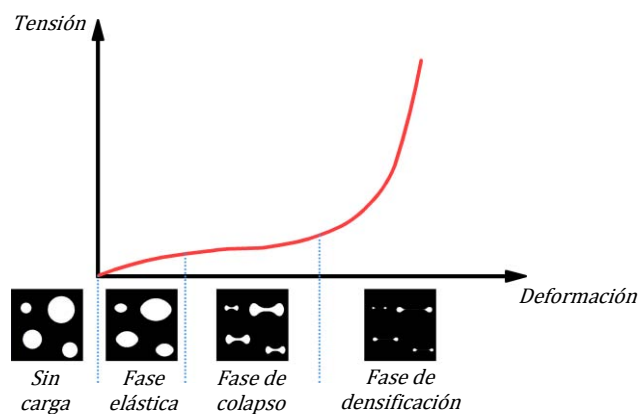


Figura 6.10 – Comportamiento mecánico típico de elastómeros

Cara a describir desde un punto de vista físico los resultados obtenidos, se hace una analogía con espumas de elastómeros. La curva de tensión deformación de dichos materiales está compuesta generalmente de tres fases caracterizadas por diferentes mecanismos resistentes desde un punto de vista de la microestructura. (Véase figura 6.10) Para deformaciones reducidas se observa un comportamiento elástico en el cual la red de partículas que compone el material se deforma de manera prácticamente uniforme.

Luego, con el aumento de la deformación, se observa el colapso elástico de la red de partículas resultando en la disminución de los vacíos internos a la misma. Como consecuencia, se producen deformaciones considerables para pequeños incrementos en la carga aplicada. En la última fase, se establece el contacto efectivo entre las partículas de la red con lo que hay una densificación del material. Debido a esto, se observa un fenómeno de endurecimiento en el cual son necesarios grandes incrementos en la tensión para lograr pequeñas deformaciones <sup>(97)</sup>.

La microestructura y el comportamiento mecánico del material frente a diferentes solicitaciones fueron estudiados a través de diversos modelos teóricos en función de la variación de la densidad <sup>(98; 99; 100; 101)</sup>. En este contexto el packer podría ser considerado como una espuma plástica de elevada densidad y bajo índice de vacíos. Así pues, el comportamiento mecánico del packer podría ser descrito mediante las tres fases presentadas anteriormente, si bien con una primera fase más corta.

#### 6.2.3.1. Deformación en las diferentes fases de carga

Con objetivo de comprender mejor la evolución del comportamiento del packer se hace necesario evaluar conjuntamente los tres ciclos de carga. Así pues, se calcula la deformación total encontrada en cada fase del proceso de puesta en carga con lo que se obtiene la tabla 6.2. En ella se observa que la mayor deformación ocurre en la fase de carga del primer ciclo. Por el contrario, las deformaciones totales de la fase de carga del segundo y tercero ciclo se encuentran bastante cerca, lo que está de acuerdo con el efecto Mullins.

Tabla 6.2 - Deformación para cada etapa del proceso de puesta en carga

Cicl.	Fase	Deformación* (mm/m)										
		M30		Pajares		Guadarrama		La Cela		L9 - Caucho		L9 - Bitum.
		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1
1	Carga	112,8	111,3	106,0	106,6	67,3	69,3	113,5	111,5	109,7	104,4	229,0
	Const.	2,0	2,1	2,7	3,3	1,6	1,9	1,9	1,8	2,1	1,2	12,6
	Desc.	-91,0	-94,1	-87,4	-87,7	-59,9	-60,8	-89,2	-86,5	-88,0	-88,0	-44,2
2	Const.	-4,3	-4,1	-3,8	-4,1	-1,6	-1,8	-6,4	-4,3	-4,5	-4,1	-11,4
	Carga	95,0	97,8	92,3	92,1	62,2	63,2	95,8	90,7	92,8	92,0	56,6
	Const.	1,4	1,7	2,1	2,4	1,4	1,5	1,5	1,4	1,6	1,0	4,5
	Desc.	-89,6	-93,1	-87,3	-86,3	-60,0	-61,1	-89,0	-85,2	-87,0	-87,4	-44,8
3	Const.	-4,2	-4,3	-4,0	-4,4	-1,7	-1,8	-5,6	-4,7	-4,6	-3,7	-10,2
	Carga	93,2	96,9	90,7	90,4	61,5	62,5	94,4	89,0	91,0	91,0	54,8
	Const.	1,3	1,6	2,1	2,2	1,4	1,6	0,9	1,4	1,5	0,9	3,4
	Desc.	-89,0	-93,0	-86,9	-86,0	-60,0	-61,0	-90,6	-84,2	-86,0	-87,1	-44,7
	Const.	-0,2	-0,8	-0,5	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-1,4	-0,4	-0,4	-10,9

\* Deformaciones positivas indican compresión del packer mientras que deformaciones negativas indican expansión.

La diferencia entre la deformación total de la fase de carga medida en el primer ciclo de carga y en los demás ciclos es de aproximadamente 7 mm/m. El hecho de que esto se mantiene para prácticamente todos los tipos de packers indica que tal comportamiento se debe mayoritariamente a un efecto de acomodación inicial del conjunto. El packer bituminoso se muestra como la única excepción presentando una diferencia de aproximadamente 173 mm/m en la deformación del primero y de los demás ciclos de carga. En este caso, tal comportamiento es fruto de la elevada deformación residual que caracteriza el material usado en estos packers.

Por otra parte, los escalones de carga constante presentaron un comportamiento que se mostró función de la fase de carga anterior. Así, todos los escalones constantes realizados después de la fase de carga



presentaran una deformación equivalente a la contracción del packer. Por otro lado, los escalones constantes realizados en seguida a la fase de descarga, presentaron una expansión del packer. Ambas constataciones están de acuerdo con el fenómeno de relajación típico de los elastómeros.

Sobre los escalones de carga constante todavía cabe señalar que, exceptuados los ensayos con el packer de Guadarrama, las deformaciones de expansión son bastante superiores a las deformaciones de contracción. Este comportamiento contrasta con el hecho de que las deformaciones de la fase de carga son siempre superiores a las deformaciones de la fase de descarga.

La diferencia entre las deformaciones totales de la fase de carga y de descarga es ligeramente superior a la deformación de expansión medida durante el escalón de carga constante. Ello puede ser indicio de que parte de la deformación no recuperada durante la fase de descarga aparece a lo largo la fase siguiente incrementando el valor de la expansión medida en el escalón de carga constante. Aparte, también se observa que tras el primero ciclo de carga todos los packers presentan un comportamiento casi elástico con una pequeña deformación residual.

#### 6.2.4. Modelo matemático

Existen diversas formulaciones que describen matemáticamente el comportamiento mecánico de los elastómeros <sup>(96)</sup>. Algunas de ellas incluso tienen en cuenta la influencia de la velocidad de aplicación de las deformaciones <sup>(102; 94; 95; 88; 103)</sup>. Sin embargo, estas formulaciones generalmente incorporan un elevado número de constantes sin significado físico claro lo que puede reducir la aplicación práctica de las mismas por parte de los usuarios.

Dado que en este caso la simplicidad es un aspecto a tenerse en cuenta, la aproximación del comportamiento mecánico de los packers en el presente estudio se hizo a través de dos modelos bastante sencillos. El primero de ellos es un modelo bilineal, el cual intenta acercar el formato de las curvas de tensión-deformación empleando dos rectas. Por otra parte, el segundo de ellos (modelo exponencial) considera que las mismas curvas pueden describirse a través de la ecuación 6.3, en la cual  $\sigma$  es la tensión de compresión y  $\varepsilon$  es la deformación al paso que  $C$ ,  $k$ ,  $A$  y  $n$  son constantes que deberían ser determinadas empíricamente para cada material.

$$\sigma = A \cdot \left[ 1 - e^{-k \cdot \left( \frac{\varepsilon}{C} \right)^n} \right] \quad [6.3]$$

Tras un análisis preliminar empleando la ecuación 6.3 a los resultados de los 11 ensayos, se verificó la posibilidad de simplificarla, sin con ello disminuir significativamente el grado de aproximación obtenido. Así pues, para las constantes  $k$  y  $C$  se tomó el valor de 1, según la ecuación 6.4.

$$\sigma = A \cdot (1 - e^{-\varepsilon^n}) \quad [6.4]$$

Los resultados de la aproximación empleando los dos modelos propuestos al primero, segundo y tercero ciclos de carga se encuentran reflejados en la tablas 6.3, 6.4 y 6.5, respectivamente. Cabe señalar que la aproximación se hizo únicamente para los resultados obtenidos en la fase de carga de cada ciclo. En el caso de la aproximación bilineal se indica solamente la pendiente de las dos rectas usadas.

A través del análisis comparativo de estos datos se puede llegar a las mismas constataciones descritas en los apartados anteriores. Sin embargo, los parámetros obtenidos en las aproximaciones permiten una contrastación más clara del comportamiento mecánico de los distintos tipos de packers ensayados. La aproximación realizada con el modelo bilineal es menos precisa que la realizada con el modelo exponencial de la ecuación 6.4. Esta última presentó un grado de correlación mayor que 0,99 en todos los casos, lo que indica una excelente aproximación de los resultados experimentales obtenidos.

La constante usada en el modelo exponencial presenta una variación reducida para las aproximaciones realizadas con los diferentes tipos de packers (exceptuado el packer bituminoso) en los tres ciclos de carga. Para estos materiales, se podría asumir sin grande margen para error un valor de referencia para  $n$  cercano a 0,4. Ello refuerza todavía más la factibilidad de emplear la ecuación 6.4 para describir el



comportamiento mecánico de los packers, con lo que solamente haría falta definir cuidadosamente el parámetro  $A$ , el cual debe ser determinado empíricamente.

Es importante resaltar que las aproximaciones presentadas en este apartado son realizadas individualmente para la curva resultante de cada ensayo. Estas curvas son compuestas por alrededor de 2000 datos cada una. En este caso no se hace distinción según el tipo de packer, analizando la compatibilidad entre la ecuación propuesta y el comportamiento medido para todos los ensayos. Por lo tanto, se dispone de un total de 11 comprobaciones correspondientes a los 11 ensayos realizados. Este espacio de muestreo es todavía más representativo por haberse ensayado tipos tan distintos de packers y por haberse encontrado grados tan elevados de correlación para todas las curvas. La misma observación también es válida para el análisis de la constante  $n$  de la ecuación propuesta.

*Tabla 6.3 - Aproximación del comportamiento mecánico de los packers en el 1° ciclo de carga*

	Bilineal					Exponencial			
	Prueba	Pend. 1	Promedio	Pend. 2	Media	$A$	Promedio	$n$	Media
M30	1	0,060	0,059	3,075	3,084	0,0277	0,0284	0,3947	0,3941
	2	0,058		3,093		0,0292		0,3936	
Pajares	1	0,063	0,062	2,966	2,997	0,0321	0,0324	0,3950	0,3943
	2	0,062		3,028		0,0327		0,3935	
Guadarrama	1	0,101	0,102	2,040	2,073	0,0615	0,0625	0,4125	0,4108
	2	0,104		2,105		0,0635		0,4091	
La Cela	1	0,055	0,054	3,032	3,015	0,0197	0,0196	0,4036	0,4024
	2	0,053		2,998		0,0195		0,4011	
L9 - Caucho	1	0,063	0,062	3,025	2,940	0,0286	0,0284	0,3955	0,3976
	2	0,061		2,855		0,0283		0,3997	
L9 - Bituminoso	1	0,022	0,022	0,247	0,247	0,0129	0,0130	0,3659	0,3660

*Tabla 6.4 - Aproximación del comportamiento mecánico de los packers en el 2° ciclo de carga*

	Bilineal					Exponencial			
	Prueba	Pend. Inic.	Promedio	Pend. Fin.	Media	$A$	Promedio	$n$	Media
M30	1	0,075	0,073	2,842	2,856	0,0483	0,045	0,3903	0,391
	2	0,070		2,870		0,0419		0,3924	
Pajares	1	0,080	0,080	2,802	2,808	0,0530	0,053	0,3899	0,390
	2	0,079		2,815		0,0538		0,3895	
Guadarrama	1	0,121	0,120	1,998	2,017	0,0872	0,087	0,4065	0,405
	2	0,119		2,036		0,0877		0,4045	
La Cela	1	0,070	0,070	2,813	2,821	0,0375	0,037	0,3970	0,396
	2	0,070		2,828		0,0364		0,3948	
L9 - Caucho	1	0,079	0,078	2,776	2,745	0,0474	0,047	0,3928	0,394
	2	0,077		2,715		0,0460		0,3947	
L9 - Bituminoso	1	0,102	0,102	0,696	0,696	0,0791	0,079	0,4246	0,425

Tabla 6.5 - Aproximación del comportamiento mecánico de los packers en el 3° ciclo de carga

	Bilineal					Exponencial			
	Prueba	Pend. Inic.	Promedio	Pend. Fin.	Media	A	Promedio	n	Media
M30	1	0,076	0,076	2,804	2,816	0,0490	0,0467	0,3912	0,3917
	2	0,075		2,829		0,0443		0,3922	
Pajares	1	0,079	0,080	2,769	2,770	0,0534	0,0546	0,3907	0,3903
	2	0,082		2,771		0,0557		0,3899	
Guadarrama	1	0,120	0,119	1,978	2,003	0,0875	0,0890	0,4069	0,4054
	2	0,118		2,028		0,0905		0,4040	
La Cela	1	0,051	0,060	2,497	2,646	0,0324	0,0347	0,4012	0,3983
	2	0,070		2,794		0,0370		0,3954	
L9 - Caucho	1	0,082	0,080	2,728	2,707	0,0493	0,0480	0,3932	0,3941
	2	0,078		2,686		0,0468		0,3951	
L9 - Bituminoso	1	0,098	0,098	0,757	0,757	0,0625	0,0630	0,4341	0,4340

### 6.2.5. Conclusiones

Del presente estudio se derivan las siguientes conclusiones principales:

- la regularidad de la superficie que hace contacto con el packer durante el ensayo es esencial para evitar problemas de concentración de tensiones que pueden falsear los resultados puesto que se caracteriza una lámina delgada de material;
- frente a esto, es preferible emplear configuraciones de ensayo similares a la usada en la segunda campaña experimental, la cual arroja menos variaciones y buena repetitividad de resultados;
- los packers de Guadarrama, Pajares, La Cela, M30 y Línea 9 de Barcelona - Caucho presentaron un comportamiento bastante semejante;
- por otra parte, los packers bituminosos presentan en el primer ciclo de carga una deformación residual considerablemente mayor que la de los demás packers;
- los materiales de contacto ensayados presentan un comportamiento mecánico similar al de la mayoría de los elastómeros estando influenciados tanto por el fenómeno de relajamiento como por el efecto Mullins;
- dentro del rango de compresión estudiado, el packer presentó un comportamiento mecánico casi elástico a partir del segundo ciclo de carga;
- la aproximación de las propiedades mecánicas de los packers a través del modelo exponencial dado por la ecuación 6.4 se mostró al mismo tiempo factible y simple, lo que contribuye de forma significativa a la posible incorporación de los mismos en los modelos numéricos globales de los anillos.
- Este modelo depende básicamente de la caracterización empírica del parámetro  $A$  ya que el parámetro  $n$  puede ser asumido igual a 0,4 para la gran mayoría de los packers ensayados en la presente campaña experimental.

### 6.3. Comportamiento frente a solicitación compuesta

#### 6.3.1. Nueva propuesta experimental

El ensayo a solicitación axial y tangencial requiera la aplicación simultánea de dos cargas perpendiculares entre sí. En este contexto, se hace necesario simular el contacto entre el packer y la superficie de hormigón una vez que el rozamiento entre ambas superficies tiende a presentar grande influencia sobre los resultados obtenidos. Por lo tanto, al contrario del realizado en el apartado anterior, el ensayo frente a solicitación compuesta requiere el uso de bloques de hormigón.

A principio fueron estudiadas dos posibles configuraciones de ensayo. La configuración horizontal sigue el diseño de ensayo de las campañas experimentales realizadas por de Waal y por STUVA, estando compuesta por tres bloques de hormigón armado yuxtapuestos horizontalmente con packer en los intermedios. El marco de introducción de cargas normales consiste de chapas de acero posicionadas en los extremos del conjunto de bloques, tal como indica la figura 6.11.

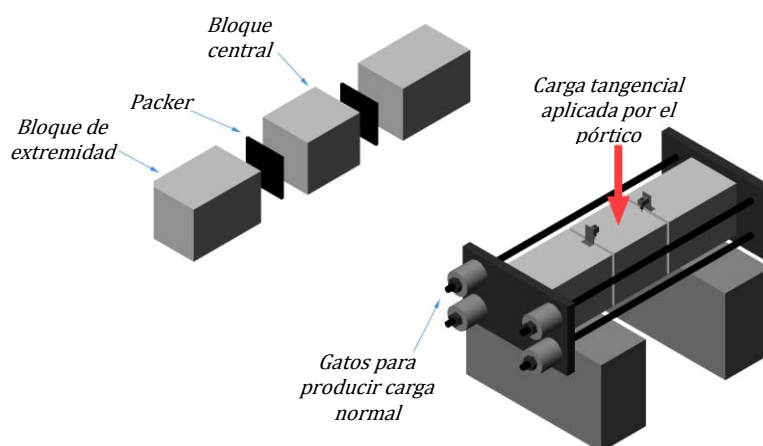


Figura 6.11 – Ensayo con tensión normal y axial en la configuración horizontal

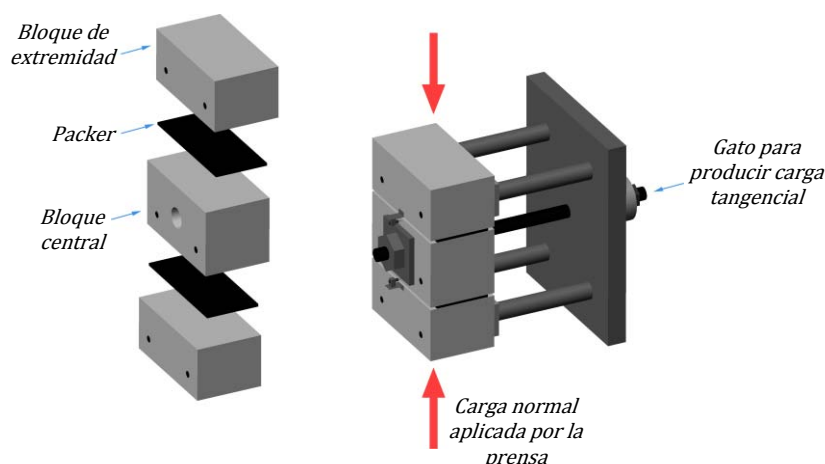
Las chapas de acero deben tener un espesor suficiente para resistir a las cargas normales sin presentar grandes deformaciones además de permitir la instalación del sistema de pretensado externo. Tal sistema está compuesto por cuatro gatos hidráulico que introducen las cargas normales a través de barras atornilladas a la chapa de acero ubicada en el extremo opuesto a los gatos. Una vez aplicada esta carga, el pórtico de carga introduce la solicitación transversal permitiendo la realización de un ensayo por control de desplazamiento del pistón.

El hecho de emplear un control por desplazamiento es interesante, pues posibilita la opción de determinar el comportamiento post-pico, es decir, una vez superada la carga máxima. Sin embargo, la magnitud de la carga tangencial y las dimensiones de los bloques puede significar un marco de aplicación de cargas de gran envergadura. Hay que tener en cuenta que el montaje del ensayo en horizontal representa un esfuerzo importante, principalmente en se tratando de piezas de hormigón con elevado peso. Cabe señalar que sensores de desplazamiento son colocados entre los bloque extremos y el bloque central de modo a medir el movimiento relativo vertical entre los mismo. También se mide a lo largo del ensayo la carga tangencial aplicada por cada gato hidráulico así como la carga vertical aplicada por el pórtico.

Por otra parte, en la configuración vertical los bloques de hormigón armado son yuxtapuestos verticalmente con packer en el intermedio. En ese caso, dependiendo de las dimensiones del conjunto de bloques se puede usar la prensa para generar la carga axial lo que facilitaría bastante la realización de la prueba. La carga transversal se aplica directamente al bloque central con un gato hidráulico que se apoyo contra una chapa metálica.

El gato hidráulico tira de una barra de acero, la cual atraviesa el agujero fabricado en el bloque central y se sujeta a una placa de reparto en la cara opuesta del mismo bloque. De la chapa metálica usada para apoyar el gato hidráulico salen dos pares de topes metálicos cuya función es evitar el desplazamiento de los bloques extremos una vez aplicada la carga transversal. Con ello, se garantiza la rotura en la junta entre los bloques.

Nuevamente son empleados sensores para medir el desplazamiento horizontal relativo entre el bloque central y los bloques extremos como muestra la figura 6.12. Al igual que en la configuración horizontal, también se miden tanto la carga normal como la carga tangencial aplicada. Sin embargo, la característica del gato hidráulico disponible en el laboratorio no admite un control por desplazamiento en la configuración vertical. En este caso, hay que optar por un ensayo con control de carga el cual no permite el estudio del comportamiento post-pico del packer.



*Figura 6.12 – Ensayo con tensión normal y axial en la configuración vertical*

A pesar de esta desventaja con respecto a la primera propuesta de ensayo, el trabajo de montaje y el manejo de las piezas tienden a ser más sencillo en la configuración vertical. El ensayo con esta última también tiende a ser de más fácil control una vez que se emplea solamente un gato hidráulico en vez de los 4 usados en la configuración horizontal. Aparte, los costes asociados a la fabricación de la chapa metálica con los topes en la configuración vertical es considerablemente inferior al coste de construcción del marco cargas de reacción en la configuración horizontal.

Al analizar las ventajas y desventajas de las dos alternativas, se definió la configuración vertical como la más adecuada. Luego, se realizó un estudio de la misma con objetivo de dimensionar los diferentes elementos usados en el ensayo. Como resultado, se propuso la disminución del tamaño de las probetas para facilitar su producción y transporte. Sigue una breve descripción de la configuración final y del procedimiento de ensayo definido.

#### Configuración adoptada

El ensayo está compuesto de tres bloques prismáticos de hormigón armado posicionados verticalmente uno sobre el otro de modo que hay dos de extremidad y uno central. Tal como en el proceso ejecutivo de los túneles, para uniformizar las juntas y evitar contacto directo, se pone entre los bloques el material de unión que debe ser ensayado. El conjunto de bloques tendrá 656mm de altura, 450mm de ancho y 250mm de profundidad. (Véase Apéndice E) Estas dimensiones son compatibles con el espacio disponible en la prensa Suzpecar del laboratorio de tecnología de estructuras de la UPC, la cual se emplea en el ensayo.

La decisión de la profundidad del conjunto de bloques viene en función de las propias dimensiones del packer. En base al análisis de algunos proyectos de túneles se constató que los packers empleados presentan longitud entre 150 y 200 mm, por lo que la profundidad de los bloques de hormigón fue definida en 250 mm.

Por otra parte, la longitud de los packers suele ser superior a los 450 mm definidos para los bloques de hormigón. Sin embargo, la definición de la longitud del conjunto según la longitud de los packers a ensayar implicaría en bloques con un peso importante, dificultando el montaje de la configuración propuesta. Es importante señalar que el uso de packers con una longitud reducida no debería afectar considerablemente los resultados de los ensayos.

De acuerdo con estas directrices, los bloques de extremidad son definidos con 200 mm de altura, 450 mm de ancho y 250 mm de profundidad. El bloque central mide 250 mm de altura, 450 mm de ancho y 250 mm de profundidad presentando un agujero traspasante de 80 mm de diámetro perpendicular a la cara con dimensión 250x450 mm<sup>2</sup>. Este agujero permite que la barra de acero atraviese dicho bloque y sea anclado como muestra el Apéndice E. También se observa que cada bloque posee dos agujeros con 20 mm de diámetro cuya finalidad es facilitar el montaje del ensayo.

En todos los bloques se emplea un hormigón cuya resistencia característica a compresión supera 50 MPa a los 28 días. Por los cálculos hechos y considerando la resistencia a tracción del hormigón, había la posibilidad de no armar los bloques. Sin embargo, previendo la aplicación de una carga adicional y para evitar la aparición de fisuras cerca de la carga última, se prefirió introducir cierta cantidad de armadura. Los bloques de hormigón son armados con acero de resistencia característica 400 MPa respetándose el recubrimiento mínimo de 20 mm en relación a las caras laterales. Las armaduras del bloque de extremidad y del bloque central son mostradas en el Apéndice E.

En las juntas entre los bloques, se instalan 2 sensores para medir el desplazamiento del bloque central hacia el gato hidráulico. La figura 6.13 muestra la posición de dichos sensores responsables por medir el desplazamiento hacia el gato que produce la tensión tangencial. En esta figura también se muestran las dimensiones descritas anteriormente.

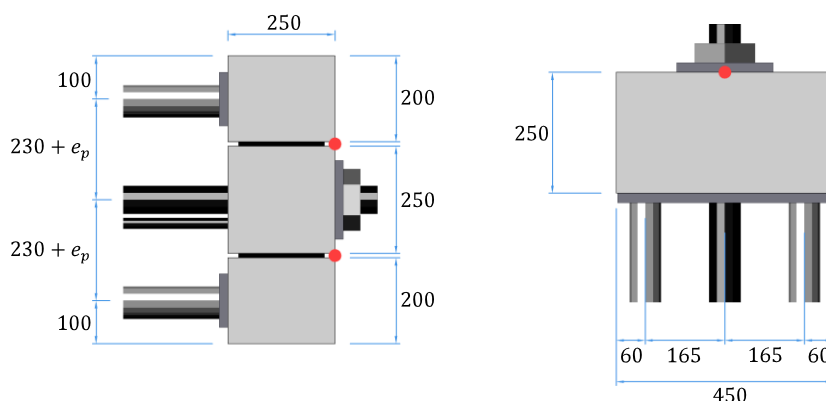


Figura 6.13 – a) Vista en alzado y b) vista en planta de la posición de los sensores de desplazamiento (●)

Tanto la carga tangencial impuesta por el gato hidráulico como la carga normal aplicada por la prensa que comprime los bloques no pueden presentar variaciones significativas entorno del valor establecido para un cierto instante de ensayo. Asimismo, la velocidad con que el gato hidráulico aplica carga tangencial en el bloque central debe mantenerse constante a lo largo de todo el ensayo. La prueba sólo empieza después de una fase preliminar de evaluación de posicionamiento de los elementos constituyentes del ensayo con los siguientes ítems de control:

- dimensión y posicionamiento centrado de los packers colocados entre los bloques;
- posicionamiento centrado de los bloques;
- alineamiento del conjunto en relación a la prensa, al gato y a los topes metálicos y
- perfecto contacto de los bloques extremos con los topes metálicos instalados en el marco de reacción.

### Puesta en carga

Una vez verificados los puntos mencionados anteriormente, se realiza la puesta en carga del conjunto de bloques. Según el procedimiento definido, inicialmente se aplica la carga normal a los packers a una velocidad 2,5 kN por segundo empleando la prensa. Cuando la carga normal llega al valor establecido para la prueba, se activa el gato hidráulico que aplica la carga tangencial a los packers a una velocidad constante de 0,15 kN por segundo. Esta velocidad no tiene relación con ningún proceso observado en las tuneladora sino que pretende el registro del comportamiento del packer a lo largo de un período mínimamente aceptable.

Por otro lado, se realizó un estudio de algunas tuneladora para determinar las cargas normales a aplicar a los packers de modo a simular una situación cerca a la realidad. En este estudio se tomó el caso del túnel de la Línea 9 de Barcelona como base para la definición de las cargas normales. En este túnel, el packer está formado por láminas de 204 mm de anchura, 2 mm de espesor comprendiendo un arco de círculo de 8° que equivale a 782 mm de longitud. Tal y como puede apreciarse en los planos mostrados en el Apéndice G, las láminas están separadas 12° y presentan una superficie de 0,159 m<sup>2</sup> cada una, resultando en un área total de 4,78 m<sup>2</sup> por anillo.

El valor máximo del empuje de todos los gatos en condición máxima de servicio es de 70000 kN, sin embargo, para situaciones de emergencia se puede alcanzar los 110000 kN. Por lo tanto, la tensión máxima transmitida por los packers de las juntas radiales es 14,6 MPa para la situación máxima de trabajo y 23 MPa para la situación de emergencia. Esta tensión se ha obtenido suponiendo la carga centrada. No obstante, en el diseño de las dovelas de la Línea 9 de Barcelona se consideró una excentricidad de  $\pm 35$  mm entre anillos y de 10 mm en el posicionamiento del material de la junta, aunque es posible que en algunos casos la excentricidad pudiera ser mayor.

Seguidamente se argumenta la selección de los valores para la carga normal aplicada sobre el packer a ensayar. Para la fuerza máxima se considera que, aunque la tensión máxima centrada en situaciones de emergencia puede alcanzar los 23 MPa, la tensión máxima en condiciones normales de servicio de 14,6 MPa es la que suele ser más frecuente. En base a ello, se adopta el valor máximo de la compresión igual a 15,0 MPa.

Asimismo, hay que tener en cuenta que en condiciones reales las dovelas de la bóveda reciben empujes significativamente menores una vez que presiones hidráulicas de 20 a 30 bar son comunes en los gatos superiores. Estas presiones en los gatos de avance equivalen a una fuerza de 200 kN a 300 kN por gato lo que equivale a una presión de 1,3 MPa en el packer. Por tanto se adopta como carga normal mínima de ensayo 1,5 MPa.

Los dos valores de carga definidos hasta el momento corresponden a situaciones extremas de modo que hace falta un escalón intermediario en vías a caracterizar mejor una posible variación en el comportamiento de los packers. Por ello, adicionalmente se propone la realización de pruebas con una presión normal de 8,0 MPa.

### Campaña experimental

Teniendo en cuenta los tres escalones de carga, se tiene una campaña experimental en la cual son caracterizados cuatro tipos packers empleados por la empresa FCC en los túneles de Pajares, de Guadarrama y Línea 9 de Barcelona (un bituminoso y un de lámina de caucho). Además de éstos, también fueron realizadas pruebas para evaluar la situación de contacto sin packer, es decir, el contacto directo entre los dos bloques de hormigón.

Para cada packer y en cada escalón de presión normal son realizados como mínimo dos pruebas. En el caso de haber diferencias considerables entre las dos pruebas, fueron realizadas pruebas adicionales. Así pues, la campaña experimental inicialmente propuesta comprende un total de 30 pruebas divididas tal como muestra la tabla 6.6. En ella se observa que todos los packers, con excepción del bituminoso, están compuestos por un material de caucho tal como se observó en la mayoría de los túneles estudiados. A

pesar de tratarse del mismo material con propiedades mecánicas semejantes, se verifican diferencias significativas en cuanto al acabado superficial de los packers, como puede apreciarse en el Apéndice F.

*Tabla 6.6 – Campaña experimental con ensayo a sollicitación normal y tangencial*

Referencia	Tipo de Material de Contacto	Obra de Procedencia	Tensión normal (MPa)	Cantidad de Ensayos
PCKR 01	Caucho	Línea 9 de Barcelona (Lámina de caucho)	1,5	2
PCKR 02			8	2
PCKR 03			15	2
PCKR 04	Caucho	Túnel de Guadarrama	1,5	2
PCKR 05			8	2
PCKR 06			15	2
PCKR 07	Caucho	Túnel de Pajares	1,5	2
PCKR 08			8	2
PCKR 09			15	2
PCKR 10	Bituminoso	Línea 9 de Barcelona (Bituminoso)	1,5	2
PCKR 11			8	2
PCKR 12			15	2
PCKR 13	Sin material de contacto	-	1,5	2
PCKR 14			4	2
PCKR 15			8	2

Según el planteamiento propuesto, inicialmente se ensayan los packers de la Línea 9 de Barcelona - Caucho, del Túnel de Guadarrama y del Túnel de Pajares en los escalones de carga normal de 1,5; 8,0 y 15,0 MPa. Por fin, se ensayan el packer D y la situación sin material de contacto puesto que se considera que ambas producen daños considerables a las probetas en el momento de rotura de la junta.

#### Tratamiento de los resultados

Una vez que los materiales ensayados tienen dimensiones distintas hay que tratar los resultados obtenidos para darles un significado físico más claro y permitir la real comparación del desempeño de los packers. Partiendo del principio de que el contacto se realiza en todo el packer, se divide la carga normal de la prensa por el área del packer para obtener la tensión normal, la cual debe ser prácticamente constante a lo largo de toda la prueba.

De manera análoga, la carga tangencial aplicada por el gato hidráulico se divide por el área del packer en cada instante de la prueba resultando en la tensión tangencial resistida por la junta. El desplazamiento del bloque central respecto a los bloques de extremidad se calcula por el promedio de las lecturas de los dos sensores de desplazamiento.

Para las distintas tensiones normales de ensayo se dibuja un gráfico que relaciona la tensión tangencial aplicada con el desplazamiento relativo medido entre los bloques. Con este gráfico se determina el comportamiento tensión-deformación de la junta además de la tensión tangencial máxima resistido por la misma antes de la rotura. Con estos datos se puede componer un segundo gráfico que relaciona la tensión tangencial máxima con la tensión normal aplicada en cada prueba.

#### **6.3.2. Descripción de la 1ª campaña experimental**

La primera campaña experimental se realizó entre los días 20 de julio y 4 de agosto de 2006. A principio había cierta duda sobre la uniformidad del desplazamiento del bloque central en relación a los bloques de extremidad a lo largo de la prueba. Está claro que un montaje inadecuado del conjunto podría conducir a una situación de rotura en la cual el bloque central no presenta un desplazamiento relativo uniforme sino

que un giro respecto a los demás bloques. Este giro representa una rotura imperfecta y parcial de la junta lo que lleva al rechazo de la prueba en cuestión.

El control de dichas anomalías se hizo mediante una observación visual y por medición del desplazamiento del bloque central en diversos puntos con un pie de rey al final de la prueba. En las diversas auscultaciones realizadas se constataron diferencias bastante reducidas y no valores significativos en el desplazamiento del bloque central.

De la 1ª campaña experimental propuesta, se realizaron con éxito solamente tres pares de ensayos, cada cual con un tipo de packer distinto (Línea 9 de Barcelona - Caucho, Túnel de Guadarrama y Túnel de Pajares) y a una tensión normal constante de 1,5 MPa. Al inicio del siguiente escalón de carga vertical a 8 MPa, tuvo que suspenderse la campaña por las razones que se exponen con posterioridad.

#### *Primer escalón de carga: presión vertical de 1,5 MPa*

En la tabla 6.7 se muestra la tensión horizontal máxima correspondiente a las pruebas realizadas para los tres packers confinados con una tensión normal de 1,5 MPa. En ella puede verse que si bien los packers de la Línea 9 de Barcelona - Caucho y del Túnel de Guadarrama tienen comportamientos similares, el packer del Túnel de Pajares tiene una respuesta algo menor.

*Tabla 6.7 - Carga tangencial máxima medida a lo largo del ensayo – Presión vertical de 1,5 MPa*

Packer	Tensión Tangencial Máxima (MPa)		Diferencia
	Prueba 1	Prueba 2	
Línea 9 de Barcelona - Caucho	0,946	0,860	9,1%
Túnel de Guadarrama	0,986	1,037	5,1%
Túnel de Pajares	0,786	0,814	3,6%

Por otra parte, los resultados parecen coherentes ya que el packer del Túnel de Pajares tenía distinta características desde el punto de vista de textura del acabado, tal como se muestra en el Apéndice F. Estas características superficiales reflejan diferentes características mecánicas del material. Por consiguiente, el packer del Túnel de Pajares muestra una disminución de resistencias.

Desde un punto de vista de repetitividad de los resultados, se observa que la diferencia entre las dos pruebas hechas en iguales condiciones es de 9,6% para el packer de la Línea 9 de Barcelona - Caucho; 5,1% para el packer del Túnel de Guadarrama y 3,6% para el packer del Túnel de Pajares. Ello muestra valores de dispersión totalmente admisibles dentro del contexto experimental

En las figura 6.14 se presentan las curvas que relacionan el desplazamiento horizontal entre bloques y la carga tangencial para los tres tipos de packers ensayados a los que se ha aplicado una tensión normal de 1,5MPa. En ella se aprecia que la carga tangencial creciente conduce a una deformación en la junta hasta una cierta tensión tangencial límite. A partir de ésta, hay un desplazamiento significativo del bloque central a una tensión tangencial prácticamente constante que caracteriza un escalón de cedencia.

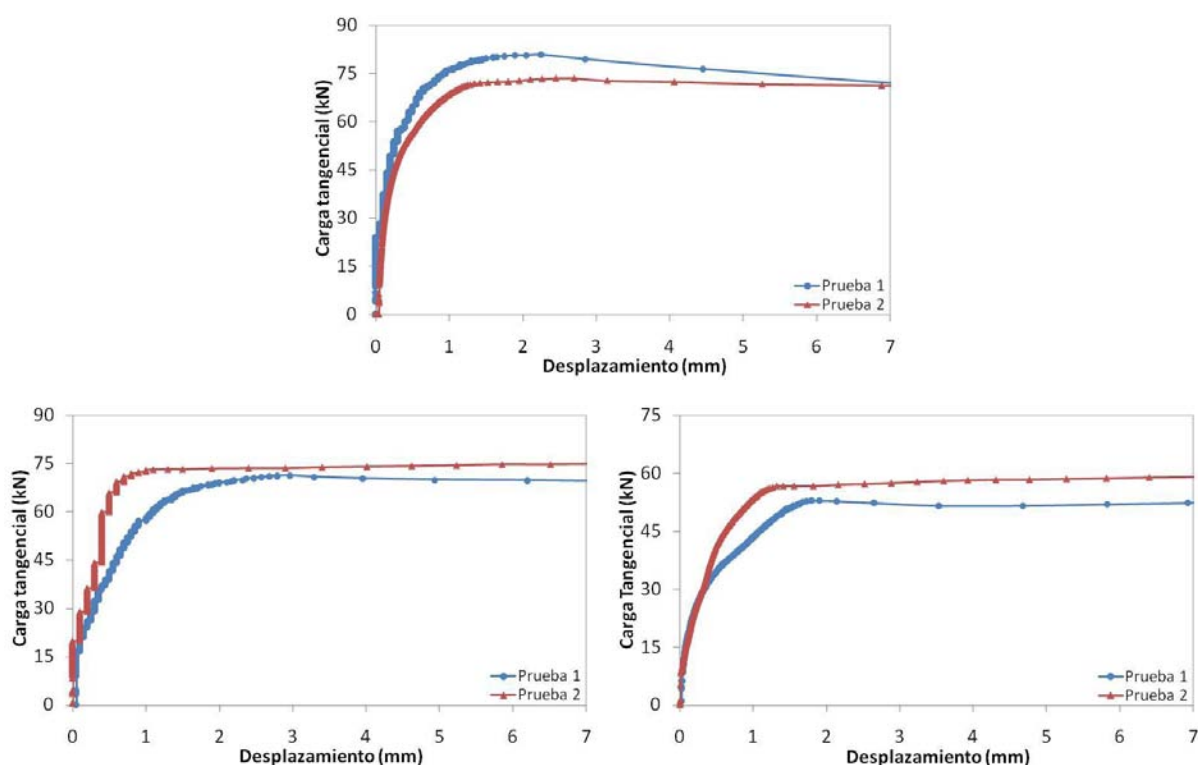
Aparte se observa que, para cada conjunto de dos pruebas realizadas con diferentes tipos de packer, los valores de la carga de rotura son muy próximos, si bien existe una diferencia en los desplazamientos de los packers dependiendo de la posición de los mismos (superior o inferior). Esta tendencia medida por los sensores de desplazamiento se mantuvo constante para todos los ensayos realizados respondiendo a la diferente rigidez de los planos de la prensa, la cual presenta un extremo fijo y otro rotulado.

En todos los gráficos hay una clara plastificación de la junta antes de la rotura. Sin embargo, la plastificación observada parece ser más intensa de lo esperado, empezando a una tensión tangencial relativamente baja. A diferencia de los packer de la Línea 9 de Barcelona - Caucho y del Túnel de



Guadarrama, es interesante observar que en el caso del packer del Túnel de Pajares hay un claro cambio de pendiente en la curva de tensión tangencial por desplazamiento.

Este cambio ocurre tanto en la prueba 1 como en la prueba 2 aproximadamente a tensión tangencial de 0,459MPa con un desplazamiento relativo de 0,45mm. Aparentemente, ello se debe a una modificación en el comportamiento del conjunto de bloques muy probablemente debido a la acomodación de las cargas aplicadas. Tal acomodación es indeseable a medida que puede ser indicio de contacto no perfecto entre el hormigón y el packer.



*Figura 6.14 – Curva carga tangencial desplazamiento obtenida con presión vertical constante de 1,5 MPa para los packers a) el packer de la Línea 9 de Barcelona –Caucho, b) el packer del Túnel de Guadarrama y c) el packer del Túnel de Pajares*

De hecho, al analizar los packers ensayados se nota un contacto bastante desigual con las caras de los bloques de hormigón, lo que se aprecia en la figura 6.15 y en la figura 6.16 para la junta superior y la junta inferior, respectivamente. En estas se identifican zonas en las cuales hay el contacto efectivo con los bloques y zonas en las cuales prácticamente no hay contacto. Las zonas donde hay el contacto efectivo son fácilmente identificadas pues se quedan marcadas y presentan textura distinta (quedaba menos pulido que el original, tal como puede apreciarse en la figura 6.16) si comparada a las áreas en las cuales prácticamente no hay contacto. Las primeras fueron enmarcadas con una línea blanca para facilitar su visualización en las figuras.

Los patrones de contacto hallados en los packers fueron los mismos en todas las pruebas puesto que no se modificaba la configuración y disposición de los bloques. En general, se observa que el área de contacto efectivo del packer de la junta superior es menor que el área de contacto efectivo del packer de la junta inferior. Como consecuencia, las tensiones son mayores en el packer de la junta superior, el cual se plastifica antes que el de la junta inferior. Este comportamiento estructural desigual de material de contacto puede contribuir para las diferencias de desplazamiento relativo medidas por los sensores entre los bloques de extremidad y el bloque central.



*Figura 6.15 – Zonas de contacto efectivo en la interface superior para el packer de la Línea 9 de Barcelona – Caucho*



*Figura 6.16 – Zonas de contacto efectivo en la interface inferior para el packer de la Línea 9 de Barcelona – Caucho*

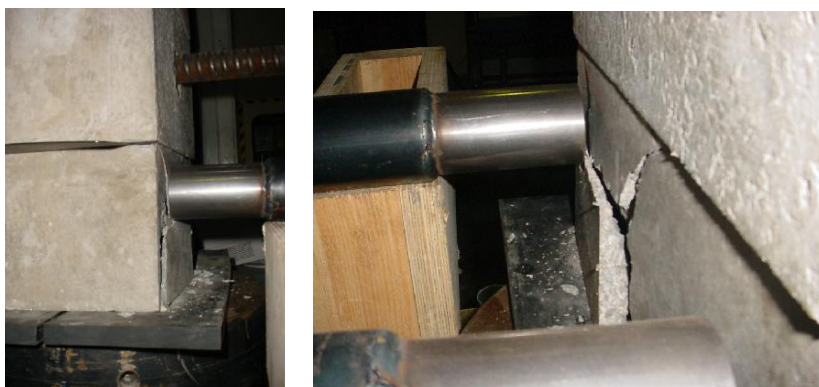
Por otra parte, la concentración de las cargas en algunas zonas reducidas del packer conduce a tensiones de contacto bastante elevadas. Como se ha observado, aunque las cargas aplicadas son bajas, el nivel de tensión real en las áreas de contacto efectivo puede ser suficiente para producir la plastificación del packer. En este caso, la plastificación del material se observa para cargas consideradas bajas tal y como se aprecia en los resultados del ensayos.

Las imperfecciones de contacto pueden explicar en parte los cambios de pendiente identificados en la figura 6.14.c para las dos pruebas con el packer del Túnel de Pajares. Frente a las imperfecciones este packer, al ser más estrecho que los packer de la Línea 9 de Barcelona - Caucho y del Túnel de Guadarrama, tiene mayor probabilidad de generar una situación de contacto poco estable.

Las anomalías observadas en los ensayos parecen tener relación directa con la situación de contacto parcial evidenciada en los packers. Por su vez, las deficiencias de contacto son fruto de variaciones dimensionales de los bloques de hormigón empleados, los cuales presentan claros problemas de planeidad de las caras. La corrección de estas imperfecciones es fundamental para lograr una distribución de tensiones más uniforme y obtener una mejor caracterización de packer.

#### Segundo escalón de carga: presión vertical de 8 MPa

A pesar de las dificultades experimentales observadas para el escalón de carga anterior, se planteó la continuación de los ensayos pasando al siguiente escalón de carga a tensión normal de 8MPa. Para ello, se aprovechan los mismos bloques una vez que estos no presentaban ningún daño estructural visible. Iniciada esta etapa, durante el proceso de aplicación de la carga normal, se produjo una rotura localizada en el bloque inferior tal como muestra la figura 6.17.



*Figura 6.17 – Vistas laterales de la rotura local del bloque de extremidad inferior*

Al retirar el pedazo de hormigón desprendido del bloque se comprobó que la rotura pasaba totalmente por la zona de recubrimiento del mismo. Tras un análisis más detallado también fueron halladas pequeñas fisuras en la cara lateral del bloque superior como muestra la figura 6.18. Tanto la rotura frontal como las fisuras laterales fueron generadas antes del final de la etapa de puesta en carga normal, cuando la tensión normal en el packer era inferior a 6MPa. Vale señalar que en este momento del ensayo no se aplicaba ninguna carga tangencial a los packers habiendo, en teoría, una situación de compresión pura.

Frente a esto, no parece razonable que un bloque de hormigón con resistencia característica a compresión de 50MPa presente una rotura a una tensión de compresión inferior a 6MPa, aunque no estuviese armado. Así pues, se concluye que la rotura y la fisura resultan de una concentración de la carga aplicada en una zona reducida de las piezas de hormigón. En este caso, la falta de planeidad de las caras, por un lado, y la falta de paralelismo entre las caras de la probeta, por otro lado, pueden explicar la concentración de cargas a niveles críticos.



*Figura 6.18 – Fisuras oblicuas en el bloque de extremidad superior*

Ambos problemas geométricos fueron identificados claramente en todas las probetas empleadas en los ensayos, siendo todavía más evidentes tras el montaje del conjunto de bloques. La influencia de la falta de paralelismo de los bloques sobre el comportamiento estructural del ensayo se evidencia a través del esquema simplificado y extremo dado en la figura 6.19.

En ella, hay tres bloques con caras perfectamente planas. No obstante, a manera de ejemplo, el bloque inferior tiene imperfecciones con respecto al paralelismo de sus caras. Al confinar el conjunto con la carga normal impuesta por la prensa, inicialmente habría una situación de inestabilidad generada precisamente por el bloque inferior (figura 6.19.b). La situación de equilibrio se logra mediante un cambio en la inclinación relativa del conjunto en relación a la carga vertical tal como muestra la figura 9.c.

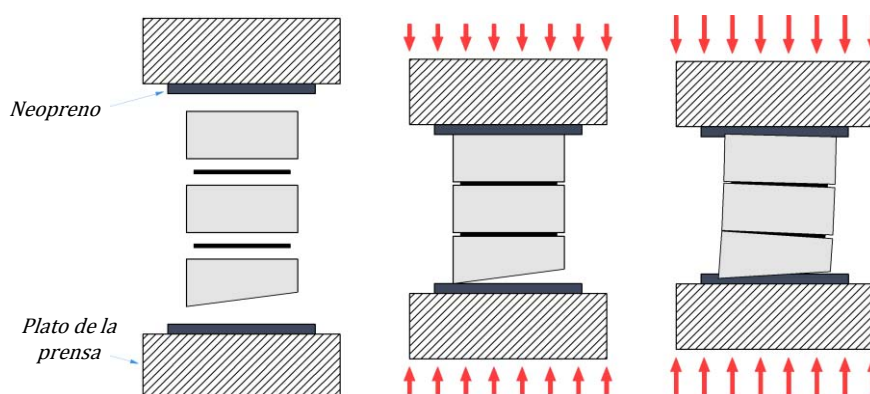


Figura 6.19 – a) Los bloques no se encuentran en contacto; b) situación de inestabilidad y c) reorganización del conjunto con consecuente cambio en la distribución de cargas

Se observa que en el ejemplo propuesto todos los bloques tienen un cambio en su posicionamiento original lo que, consecuentemente, también afecta la distribución de carga entre ellos. Las cargas pasan a ser transmitidas de manera más concentrada en algunas zonas de la cara de contacto, en especial cerca de las esquinas de los bloques. Debido a esto, se plantea el riesgo de rotura de lajas por acción de empuje transversal hacia el vacío, tal como muestra la figura 6.20.

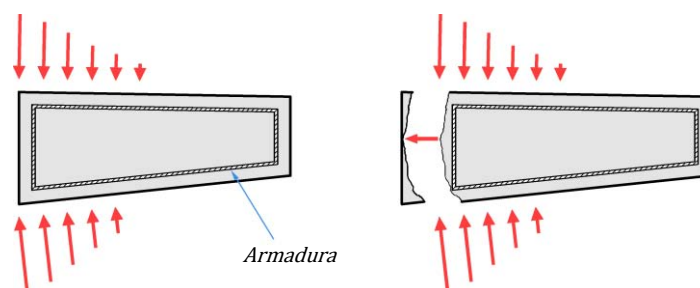


Figura 6.20 – a) Detalle del bloque de extremidad inferior con la nueva distribución de cargas y b) rotura en el recubrimiento

En ella puede verse que en el bloque de extremidad inferior aparecen fuerzas bastante concentradas en una zona fragilizada donde no hay armadura, o sea, el recubrimiento de la pieza. El comportamiento del bloque de hormigón frente a esta solicitación es similar al de un macizo que recibe una carga concentrada cerca de su extremidad. La carga concentrada produce esfuerzos internos de tracción que pueden ser suficientes para provocar la rotura localizada de la pieza en la zona sin armadura. En tal contexto, aunque la pieza estuviera fuertemente armada, la rotura se procesaría por tracción en el recubrimiento resultando en la rotura de la pieza como muestra la figura 6.20.b.

Cabe señalar que la falta de planeidad puede agravar aún más este efecto haciendo con que la rotura ocurra a cargas incluso más bajas. En este contexto, la falta de planeidad de las caras genera distribuciones no uniformes de tensión cuando los bloques se ponen en contacto. En los casos más críticos, estas distribuciones pueden dar lugar a fisuras tal y como muestra la figura 6.21.

En ella se observa que la carga aplicada al bloque genera unas bielas de compresión y un tirante de tracción. Una vez la tracción alcanza valores críticos, se producen fisuras que pueden presentar una tipología similar a las mostradas en la figura 6.17.

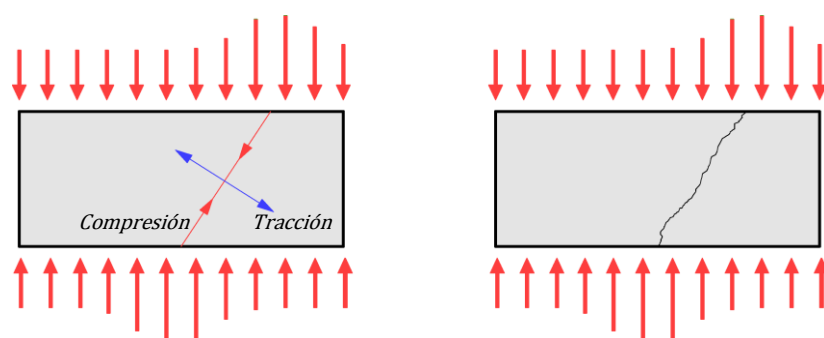


Figura 6.21 – Formación de fisuras por compresión no uniforme del bloque

### 6.3.3. Descripción de la 2ª campaña experimental

Tras los problemas descritos en el apartado anterior y a la luz de sus posibles causas, se planteó una nueva campaña experimental de los packers. Los bloques de hormigón empleadas en esta mantenían las mismas características de los de la campaña anterior. No obstante, sus tolerancias dimensionales en cuanto a la planeidad y paralelismo eran mucho más estrictas, siguiendo los límites establecidos en la norma UNE-EN 12390-1. Con ello, se garantiza un contacto más uniforme entre el hormigón y los packers, evitando así la aparición de tensiones concentradas en áreas reducidas.

Para la realización de todas las pruebas de esta 2ª fase de ensayos, se emplearon 4 conjuntos de bloques identificados por C1, C2, C3 y C4. En la tabla 6.8 se muestran los diferentes tipos de packers utilizados y los escalones de carga ensayados con cada conjunto. En ella puede verse que los packers de la Línea 9 de Barcelona – caucho y bituminoso, del Túnel de Guadarrama y del Túnel de Pajares en sus dos escalones más bajos de tensión normal fueron ensayados con el mismo conjunto de bloques. Después de cada prueba, los bloques fueron inspeccionados detalladamente no habiéndose encontrado ningún tipo de degradación o fisura.

Tabla 6.8 - Conjunto de bloques empleado en cada ensayo

Presión Vertical (MPa)	Línea 9 de Barcelona - Caucho	Túnel de Guadarrama	Túnel de Pajares	Línea 9 de Barcelona - Bituminoso	Presión Vertical (MPa)	Sin Packer
1,5	C1	C1	C1	C1	1,5	C3
8,0	C1	C1	C1	C1	4,0	C4
15,0	C1	C1	C1	C2	8,0	C3

Tal como se esperaba, los packers bituminosos ensayados a 8,0 MPa y 15,0 MPa inutilizaron los conjuntos C1 y C2 ya que las piezas quedan pegadas por la lámina de packer. En la figura 6.22 se muestra el conjunto elevado por el bloque de extremidad superior que se quedó pegado al bloque central y éste, al bloque de extremidad inferior. Por otra parte, el conjunto C4 no pudo ser reaprovechado, dado que en el transcurso del ensayo sin packers (contacto directo), el bloque central quedó dañado por rotura localizada en las esquinas, como muestra la figura 6.23.

A diferencia de lo observado en la primera campaña experimental, no hubo problema en los ensayos de los escalones intermedio y máximo de carga. De hecho, en estos se pudo observar de manera más clara el comportamiento de los packers. Como resultado del empleo de bloques con tolerancias dimensionales más estrictas fue observado un contacto prácticamente uniforme en las juntas superior e inferior. Tal constatación es corroborada por el examen detallado de los packers, los cuales no presentaban ningún indicio de la concentración de tensión en zonas reducidas. Al contrario, las marcas identificadas debido al contacto están distribuidas uniformemente en la superficie de los packers ensayados, como muestra la figura 6.24.





*Figura 6.22 – Conjunto C2 tras la vulcanización del packer ante la presión vertical*



*Figura 6.23 – Conjunto C3 tras el ensayo a 4,0MPa de presión vertical*

En ella se aprecian las marcas generadas en el packer del Túnel de Guadarrama (izquierda) y en el packer del Túnel de Pajares (derecha) debido al contacto con los bloques de hormigón a lo largo del ensayo. En ambos casos no se ha cortado la longitud excedente del packer en vías de permitir la comparación entre el acabado de la superficie ensayada que queda entre los bloques con la superficie que no tiene contacto con los mismos. De manera más notable en el caso del packer del Túnel de Guadarrama, se observa la formación de algunos surcos paralelos al sentido de desplazamiento del bloque central. Ello es un importante indicio del comportamiento estructural de la interface de contacto entre el packer y el hormigón, lo que será mejor descrito en los apartados posteriores.



*Figura 6.24 - Marcas debido al contacto identificado en el packer del Túnel de Guadarrama(izquierda) y en el packer del Túnel de Pajares (derecha)*

El contacto uniforme en las interfaces también se reflejó en los resultados de los ensayos y en el comportamiento de los bloques a lo largo de la puesta en carga. Tanto uno como el otro se mostraron coherentes con lo que era esperado, no siendo constatada ninguna de las anomalías ya descritas en el

apartado 6.3.2 para la primera campaña experimental. En base a ello, se han aceptado todos los resultados obtenidos en la segunda campaña experimental.

#### 6.3.4. Resultados y análisis

En la figura 6.25 se muestran los gráficos que relacionan la tensión tangencial y el desplazamiento del bloque central para las dos pruebas realizadas con el packer de la Línea 9 de Barcelona – Caucho para una tensión normal de 1,5, 8,0 y 15,0MPa. En los citados ensayos se aprecia una fase inicial en la cual el aumento de la carga tangencial produce un incremento bastante reducido del desplazamiento del bloque central. Este comportamiento puede ser atribuido a la propia deformación del packer frente a la carga tangencial o bien a una acomodación en el conjunto de bloques. En la siguiente fase, se nota un comportamiento ligeramente plástico de modo que el aumento en la carga tangencial está acompañado de incrementos crecientes en el desplazamiento del bloque central. Una vez alcanzada la carga tangencial límite, el bloque central presenta un desplazamiento significativo que caracteriza un tramo de cedencia.

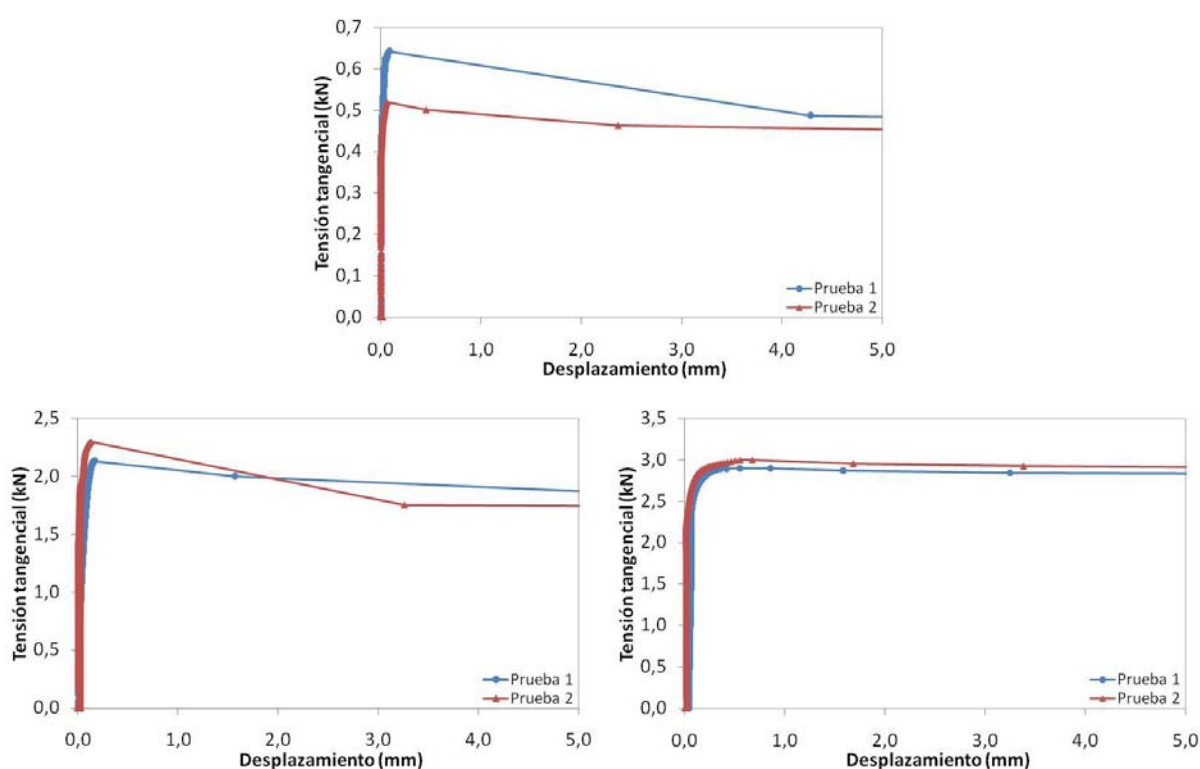


Figura 6.25 – Gráfico de tensión tangencial por desplazamiento para el packer de la Línea 9 de Barcelona – Caucho con tensión axial de: a) 1,5MPa; b) 8,0 MPa y c) 15,0 MPa

Aparte, parece haber una correlación entre la tensión normal aplicada y el inicio de la fase de plastificación. Por un lado, se aprecia que la carga de inicio de la fase plástica aumenta considerablemente en las pruebas que tienen cargas normales más elevadas. Por otro lado, en las pruebas con carga normal más elevada también se observa un comportamiento plástico más claro. Estas constataciones refuerzan todavía más las hipótesis descritas en el estado del conocimiento sugiriendo que la plastificación ocurre en la interface de contacto entre el packer y el hormigón.

En la fase de cedencia se observa que en general la carga tangencial resistida presenta una ligera disminución en valor absoluto. En este ámbito es interesante notar que la bajada en la carga tangencial es menor en las pruebas con tensión normal más elevada. A manera de ejemplo, se comparan las pruebas realizadas con una tensión normal de 1,5MPa, que presentan una clara disminución de la tensión tangencial resistida, mientras que las pruebas realizadas con tensión normal de 15,0MPa prácticamente no presentan disminución en la tensión tangencial resistida en la fase de cedencia.

Este comportamiento también es fuerte indicio de que la plastificación ocurre en la interface entre el packer y el hormigón estando influenciada por la tensión normal aplicada. En las pruebas con tensión normal de 1,5MPa la plastificación observada es bastante reducida de modo que la tensión resistida depende en mayor medida del rozamiento sencillo en la interface. Por ello es natural que haya un bajón en la tensión tangencial en la fase de cedencia de la misma, la cual surge por la diferencia entre el coeficiente de rozamiento dinámico y el coeficiente de rozamiento estático. No obstante, en las pruebas con tensión normal de 15,0MPa la plastificación más clara en la interface indica la existencia de otro mecanismo resistente que actúa en paralelo al rozamiento sencillo. Este mecanismo resistente adicional podría compensar o hacer menos brusco el bajón observado en la fase de cedencia al pasar de una situación de rozamiento estático para otra de rozamiento dinámico.

Cabe señalar que si la plastificación ocurriera únicamente en el packer y no en la interface, el mecanismo de compensación descrito anteriormente no existiría. Por consiguiente, el bajón en la tensión tangencial resistida continuaría a existir en la fase de cedencia independientemente de la tensión normal aplicada. En otras palabras, se debería observar precisamente el contrario de lo constatado en las pruebas con el packer de la Línea 9 de Barcelona – Caucho.

En la figura 6.26 se aprecian los gráficos de la tensión tangencial en función del desplazamiento del bloque central para el packer del Túnel de Guadarrama bajo una tensión normal de 1,5MPa, 8,0MPa y 15,0MPa. En ella se observa que el comportamiento de dicho packer es muy similar al empleado en la Línea 9 de Barcelona – Caucho, aunque las cargas máximas alcanzadas son mayores en el último. Estas similitudes se justifican una vez que ambos packers son del tipo lámina de caucho y no hay grandes diferencias con respecto a las características del acabado superficial mostrado en el Apéndice F.

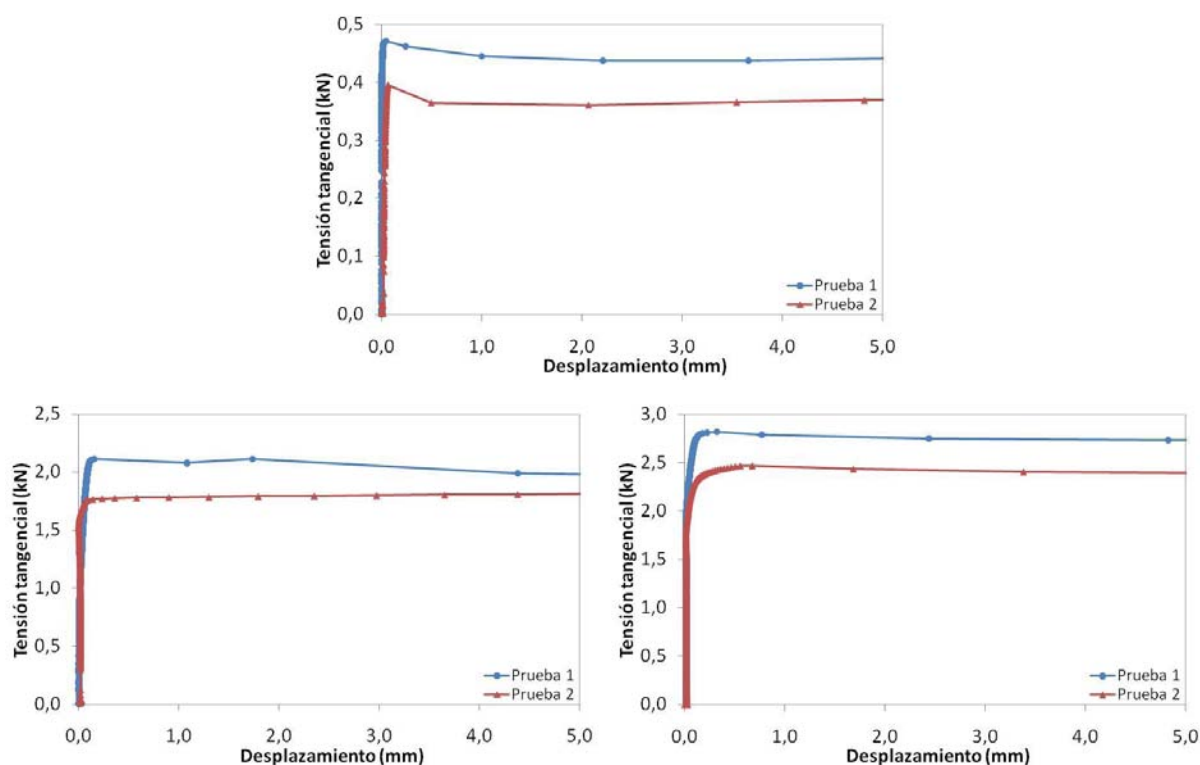


Figura 6.26 – Gráfico de tensión tangencial por desplazamiento para el packer del Túnel de Guadarrama con tensión axial de: a) 1,5MPa; b) 8,0 MPa y c) 15,0 MPa

En el packer del Túnel de Guadarrama también parece haber una correlación entre el inicio de la fase de plastificación y la tensión normal aplicada. En las pruebas con tensión normal de 1,5MPa aparentemente no hay plastificación. Por otra parte, en los ensayos con tensión normal de 8,0MPa ya se nota cierta plastificación, la cual es todavía más clara en los ensayos con tensión normal de 15,0MPa. Desde un punto de vista del comportamiento en la fase de cedencia, en las pruebas realizadas con tensión normal de



1,5MPa hay un bajón considerable en la tensión tangencial máxima resistida. En cambio, las pruebas con 8,0 y 15,0MPa prácticamente no presentan este bajón.

En suma, se nota que los resultados de los ensayos con el packer del Túnel de Guadarrama respaldan las mismas hipótesis ya descritas para el packer de la Línea 9 de Barcelona – Caucho, es decir, que hay un mecanismo resistente en paralelo al rozamiento sencillo entre las dos superficies. Además de esto, se puede abstraer que el citado mecanismo resistente se desarrolla en la interface packer-hormigón, la cual debe ser la responsable por la fase de plastificación observada de manera más clara en algunas pruebas.

En la figura 6.27 se muestran los gráficos de tensión tangencial por desplazamiento para los ensayos con el packer del Túnel de Pajares a tensión normal de 1,5, 8,0 y 15,0 MPa. Se observa que las tensiones tangenciales máximas obtenidas para el este packer son bastante inferiores a las obtenidas para los dos anteriores. Asimismo, el packer del Túnel de Pajares no presentó una fase de plastificación en ningún de los escalones de carga normal ensayados. Otra diferencia observada en dicho packer está en el bajón de la tensión tangencial característico de la fase de cedencia, el cual se mantiene en todas las pruebas realizadas. Por lo tanto, no parece haber ningún efecto de compensación tal como fue observado en la fase de cedencia en los ensayos de los packers de la Línea 9 de Barcelona y del Túnel de Guadarrama a tensión normal de 8,0 y 15,0 MPa.

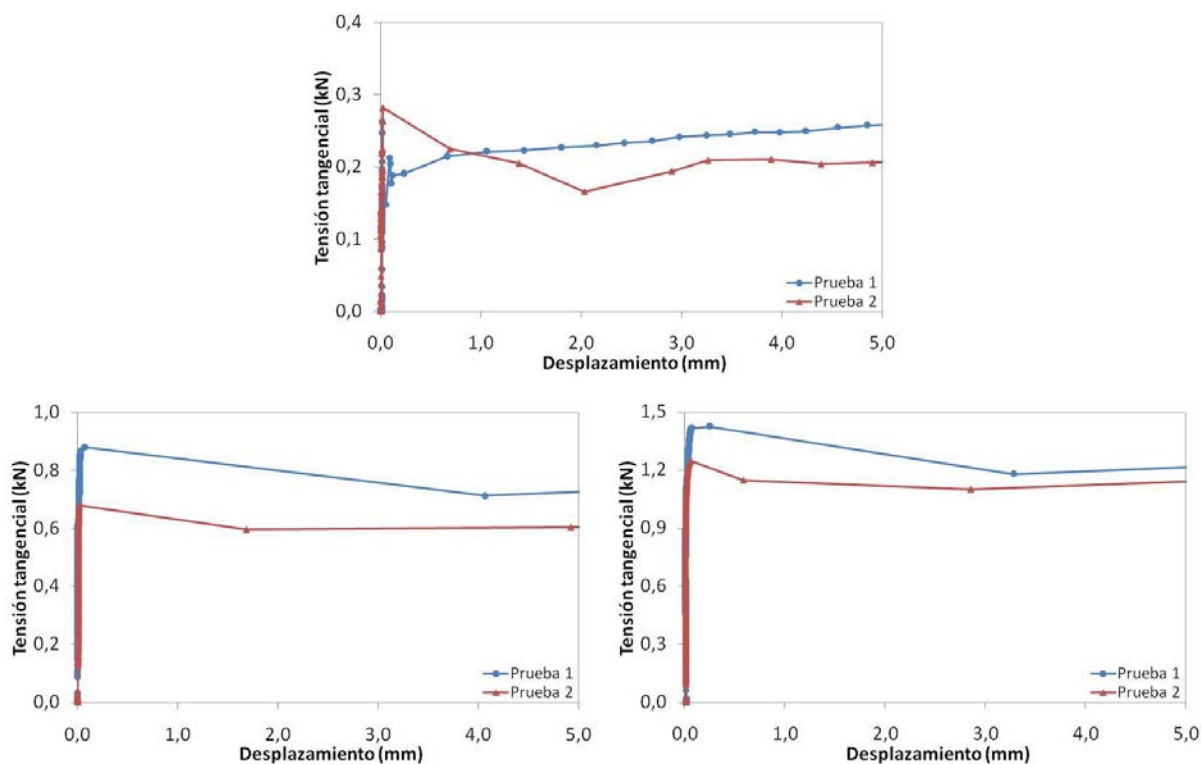


Figura 6.27 – Gráfico de tensión tangencial por desplazamiento para el packer del Túnel de Pajares con tensión axial de: a) 1,5MPa; b) 8,0 MPa y c) 15,0 MPa

Sin embargo, las observaciones realizadas en el caso del packer del Túnel de Pajares no deben ser consideradas como contrarias a la hipótesis de comportamiento apuntada por los ensayos de los otros dos packers. Lo que sí está claro es que el mecanismo responsable por la fase de plastificación y por la compensación del bajón de tensión tangencial en la fase de cedencia no se manifiesta con la misma intensidad en el packer del Túnel de Pajares que en los packers de la Línea 9 de Barcelona y del Túnel de Guadarrama. Ello se debe probablemente a las diferencias que quedan evidentes por el acabado superficial particular del packer del Túnel de Pajares, como se aprecia en el Apéndice F.

Cabe señalar que en la prueba 1 realizada con este material a tensión normal de 1,5 MPa hubo una cierta inestabilidad del conjunto de bloques una vez alcanzada la tensión tangencial límite. En ella también se

nota un bajón importante en la tensión tangencial resistida, la cual en seguida vuelve a aumentar. Hay que tener en cuenta que el packer del Túnel de Pajares es el más estrecho de entre todos los packers ensayados, lo que resulta en la menor carga total de confinamiento de los bloques.

Debido a ello, el inicio del desplazamiento del bloque central es bastante brusco generando la inestabilidad responsable por el bajón en la tensión tangencial, la cual pasa incluso a ser inferior a lo que sería normal en la situación de rozamiento dinámico. Conforme sigue el desplazamiento, el conjunto de bloques gradualmente se reacomoda y recupera la estabilidad, lo que causa un aumento de la tensión tangencial resistida hacia el valor que sería lógico en la situación de rozamiento dinámico. Ante a esto se optó por considerar los resultados de la citada prueba ya que la inestabilidad se manifestó después de la tensión tangencial límite.

Los gráficos que relacionan la tensión tangencial y el desplazamiento son presentados en la figura 6.28 para el packer de la Línea 9 de Barcelona - Bituminoso para los ensayos realizados con una tensión normal de 1,5, 8,0 y 15,0 MPa.

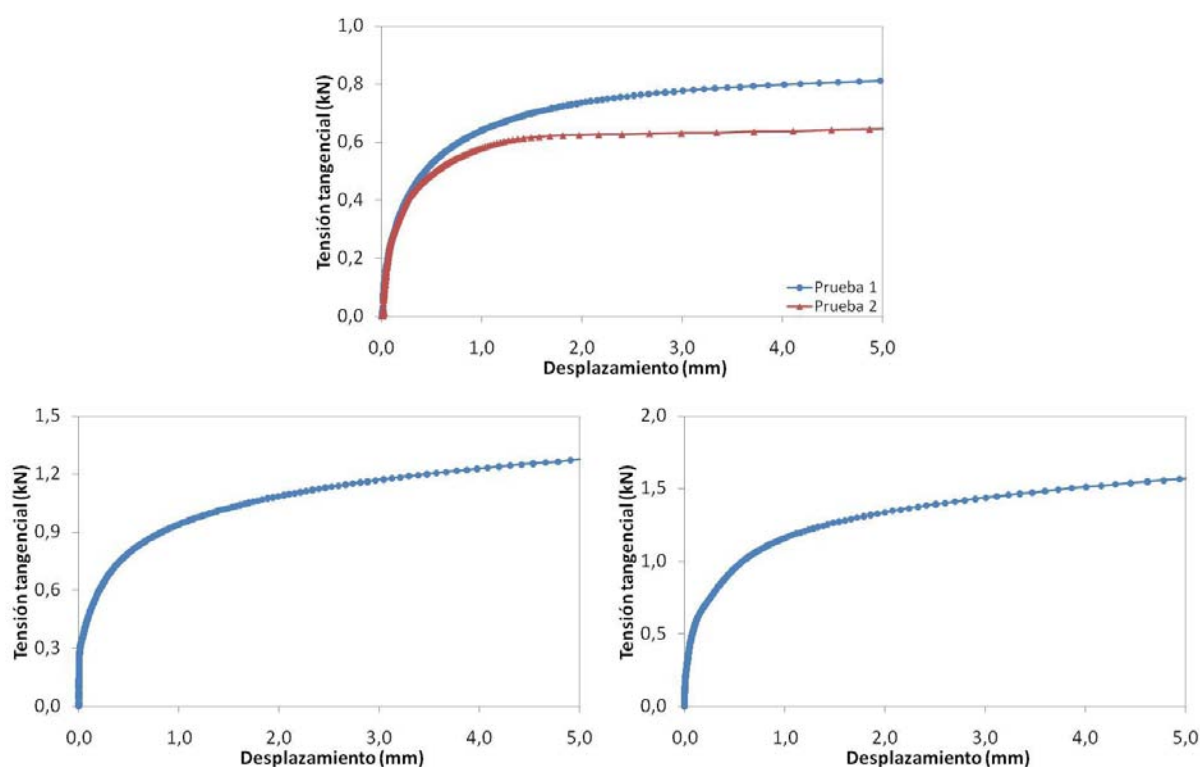
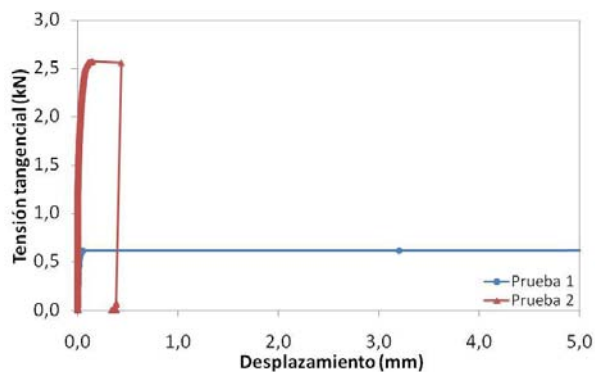


Figura 6.28 – Gráfico de tensión tangencial por desplazamiento para el packer de la Línea 9 de Barcelona - Bituminoso con tensión axial de: a) 1,5MPa; b) 8,0 MPa y c) 15,0 MPa

En ella se nota que la fase inicial es considerablemente más corta en los packers Línea 9 de Barcelona - Bituminoso mientras que la fase con ligera plastificación es más larga y más clara que en los demás packers ensayados. Asimismo, en la fase de cedencia se observa una elevada plastificación con endurecimiento, lo que contribuye para el desplazamiento menos brusco del bloque central.

En el caso de los demás packers se identifica claramente una tensión tangencial límite que coincide con el punto de transición entre la fase ligeramente plástica y la fase de cedencia. Sin embargo, hay cierta dificultad en encontrar el citado punto en los ensayos realizados con el packer Línea 9 de Barcelona - Bituminoso. Frente a esto, se ha optado por definir la tensión tangencial límite de manera simplificada como la correspondiente a un desplazamiento de 2,0 mm del bloque central. Tal procedimiento de determinación de la tensión tangencial límite fue usado para todas las pruebas con dicho packer.

La figura 6.29 muestra la tensión tangencial resistida en función del desplazamiento para las pruebas con tensión normal de 1,5 y 4,0MPa en la situación sin packer, o sea, con contacto directo entre los bloques de hormigón. Se optó por no mostrar en ella los resultados de la prueba con tensión normal de 8,0MPa ya que la misma fue interrumpida antes de alcanzar la carga límite con un desplazamiento casi nulo.



*Figura 6.29 – Gráfico de tensión tangencial por desplazamiento en la situación sin packer (contacto directo)*

A lo largo de la realización del ensayo se observó una rotura bastante brusca caracterizada por la apertura de fisuras y el rápido desplazamiento del bloque central. Por cuestiones de seguridad, la prueba con tensión normal de 4,0MPa fue interrumpida con un desplazamiento de aproximadamente 0,4mm. Se debe tener en cuenta que en ese momento del ensayo, la carga tangencial total aplicada para sacar el bloque central superaba la carga de normal confinamiento del conjunto en un 28,75%.

El comportamiento del ensayo en la situación de contacto directo presenta una fase inicial más larga en la cual el aumento de la tensión tangencial no produce desplazamientos significativos. En la fase siguiente, empiezan a surgir fisuras mayoritariamente en el recubrimiento de los bloques de hormigón a medida que se acerca a la tensión tangencial límite. A partir de entonces, la apertura de tales fisuras acompaña los incrementos en la tensión tangencial llevando a la medición de un cierto desplazamiento. Una vez alcanzada la tensión tangencial límite, se mide un movimiento considerable del bloque central, habiendo la separación de éste respecto a parte de su recubrimiento.

La figura 6.23 muestra las fisuras que surgieron al final del ensayo sin packer con tensión axial de 4,0 MPa. Estas fisuras tienen una apertura de más de 5 mm de ancho en toda la altura del bloque central, coincidiendo por la parte exterior de la armadura existente en el bloque, tal como puede verse en el esquema de armado del mismo en el Apéndice E.

En una situación ideal de ensayo, se tendría la distribución de tensiones presentada en la figura 6.30. A través de esta queda evidente que los mayores esfuerzos se manifiestan en el bloque central. Analizando en separado este bloque y empleado el modelo simplificado de bielas y tirantes, se evidencian zonas comprimidas trazadas en azul además de zonas en tracción marcadas en rojo e identificadas por los números 1 y 2 de acurdo con la dirección del esfuerzo interno.

Los esfuerzos de tracción en la zona 1 se encuentran contrabalanceados por el efecto de confinamiento producido por la carga normal de compresión que actúa en la misma dirección. Aparte, la propia armadura del bloque contribuye para resistir a estos esfuerzos dificultando la apertura de fisuras. Al contrario, la tracción observada en la zona 2 aparece en el recubrimiento de la pieza donde no hay armadura y el efecto del confinamiento es reducido. Por consiguiente, una vez alcanzada la resistencia a tracción del hormigón, deberían observarse fisuras en esta zona con característica similar al observado durante el ensayo. La consideración de este comportamiento tiene gran relevancia en las la junta sin packer en las cuales debe evitarse la aplicación de cargas en áreas no armadas de la dovela.

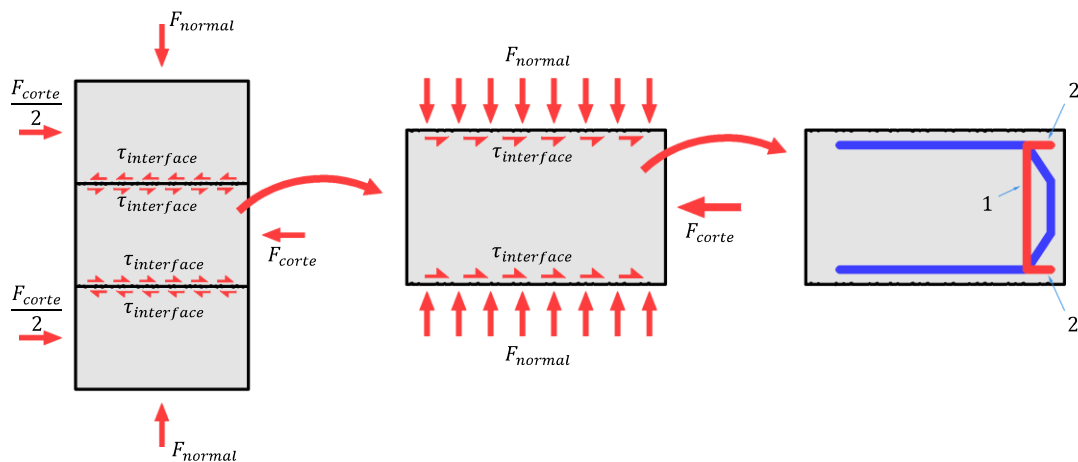


Figura 6.30 - Distribución de cargas en el conjunto de bloques

A partir de los las tensiones máximas medidas en las pruebas, se preparó la figura 6.31 que muestra la tensión tangencial límite en función de la tensión normal aplicada para los diferentes packers. En ella se aprecia que para los escalones de tensión normal de 8,0 y 15,0MPa las mayores tensiones tangenciales límite son encontradas para los packers de la Línea 9 de Barcelona – Caucho y del Túnel de Guadarrama.

En la misma franja de tensiones normales, los packers del Túnel de Pajares y de la Línea 9 de Barcelona - Bituminoso presentan una tensión tangencial límite considerablemente más baja. Por otra parte, en los ensayos realizados a tensión normal de 1,5MPa las mayores resistencias son medidas para el este último habiendo una pequeña diferencia con respecto al resultados de los packers de la Línea 9 de Barcelona – Caucho y del Túnel de Guadarrama.

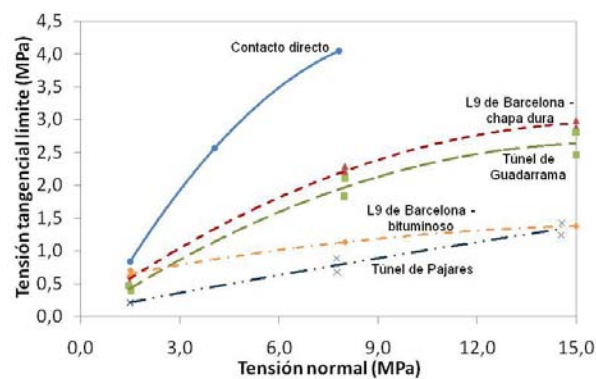


Figura 6.31 – Tensión tangencial límite en función de la tensión normal aplicada a las distintas situaciones de contacto

Se observa que la situación sin material de contacto presenta la mayor capacidad de resistir a la tensión tangencial estando bastante por encima de la resistencia presentado por todos los packers, principalmente en los escalones de tensión normal más elevados. No obstante, hay que tener en cuenta que en el caso de la prueba realizada con tensión normal de 8,0MPa el valor dado en el gráfico no representa la tensión tangencial límite sino que el valor máxima alcanzado en la prueba. La interrupción del ensayo por cuestiones de seguridad no permitió llegar a la tensión tangencial límite, la cual seguramente es superior al valor mostrado en el gráfico. Aún así, ésta última presenta un claro valor de referencia que da una idea del desempeño de la situación de contacto directo y permite una mejor comparación con los packers.

De manera general se aprecia que los packers presentan un comportamiento no lineal, el cual no puede ser descrito solamente a través de un coeficiente de rozamiento constante. Tal hecho no corrobora los

resultados experimentales e hipótesis encontrados en la literatura. En realidad, el comportamiento observado en el gráfico de la figura 6.31 apunta hacia la existencia de un mecanismo resistente que actúa en paralelo al rozamiento sencillo.

### 6.3.5. Modelo conceptual y mecanismos de rotura de la junta

Para cada ensayo se tiene una curva que relaciona la tensión horizontal aplicada y el desplazamiento del bloque central con respecto a los bloques extremos. En base al análisis de estas curvas y teniendo en cuenta las observaciones hechas a lo largo del ensayo y a posteriori, se determina el mecanismo resistente y el mecanismos de rotura responsable por la inestabilidad del conjunto.

En las interfaces de contacto hormigón-packer aparece la contribución de tres fenómenos: rozamiento, engranamiento y adhesión, como sucede en el anclaje pasivo de una barra de acero embebida en el hormigón. Al no estar embebido un material en otro, la contribución de la adhesión será baja por lo que se puede determinar la respuesta mediante la contribución de los otros dos fenómenos tal como se expresa en la ecuación 6.5. En esta, la tensión tangencial resistida por la interface  $\tau_{interface}$  se da por la suma de la tensión equivalente generada por el rozamiento  $\tau_{rozamiento}^{eq}$  y de la tensión equivalente generada por el fenómeno de engranamiento  $\tau_{engrenamiento}^{eq}$ .

$$\tau_{interface} = \tau_{rozamiento}^{eq} + \tau_{engrenamiento}^{eq} \quad [6.5]$$

La figura 6.32 pretende ilustrar el mecanismo de engranamiento de la interface. La pieza de hormigón presenta una microtextura de modo que inicialmente existen zonas reducidas en las cuales no hay contacto entre el packer y el hormigón. Al momento de la aplicación de la tensión axial, el material de unión se deforma en las zonas que hay el contacto efectivo mientras que, en la zona sin contacto el packer penetra en la irregularidades del hormigón generando un cierto efecto de anclaje. Cabe señalar que para los casos estudiados este efecto previsiblemente será bajo, pero quizás no tanto en otras condiciones de construcción de los elementos de hormigón.

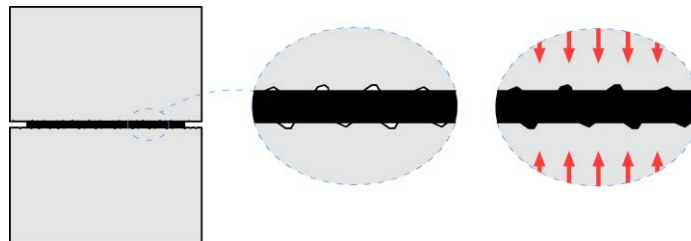


Figura 6.32 - Engranamiento de la interface packer-hormigón

La contribución del rozamiento es función lineal de la tensión normal aplicada, mientras que el efecto de engranamiento se acentúa con el aumento de la tensión axial estando limitado por las propiedades plásticas del packer y por un engranamiento máximo. De acuerdo con este modelo, el aumento de las cargas normales genera un incremento del efecto engranamiento con lo que se apreciaría una plastificación más notable en la junta. Ello permite justificar la variación de la intensidad de la fase de plastificación medida en la campaña experimental para los diferentes escalones de carga, algo que se aprecia con especial destaque en los gráficos de la figura 6.25 y de la figura 6.26.

Por otra parte, en la figura 6.33 se presenta la evolución de la tensión tangencial en la interface de contacto en función de la tensión normal. La curva resultante para la interface es igual a la suma de las curvas para la tensión tangencial de engranamiento y para la tensión tangencial de rozamiento estático, de acuerdo a las predicciones de comportamiento definidas. Parece evidente que el modelo propuesto arroja una curva con formato que puede ajustarse a las mostradas en la figura 6.31 para los diferentes packers ensayados.

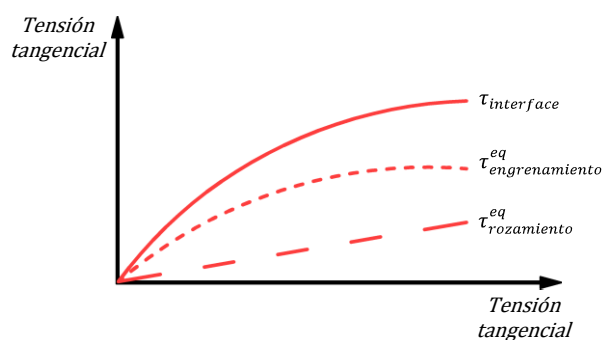


Figura 6.33 - Tensión tangencial en la interface en función de la tensión axial

Aunque la campaña experimental realizada permite evaluar las hipótesis definidas al principio del presente estudio permitiendo la caracterización de los packers, la cantidad de datos disponibles no es suficiente para profundizar en la descripción de la curva debido al engranamiento. Para ello, se debe ampliar la campaña experimental teniendo en cuenta un mayor número de pruebas con diferentes tensiones normales. Aparte, es necesario estimar los parámetros que pueden influir en el comportamiento estimado como es el caso de la porosidad superficial del hormigón y el coeficiente de rozamiento de la interface hormigón-packer.

Por otro lado, es importante tener en cuenta que la resistencia de junta no depende solo de la tensión tangencial límite en la interface ( $\tau_{interface}$ ) sino que también de la propia resistencia del packer a la tensión tangencial ( $\tau_{packer}$ ). En base al modelo teórico propuesto en el presente trabajo y a los resultados experimentales obtenidos se identifican dos mecanismos de rotura de la junta. Ambos son descritos a continuación.

**Mecanismo 1:**  $\tau_{interface} > \tau_{packer}$

Si el valor de la tensión tangencial límite en la interface es superior a la tensión tangencial resistida por el material de unión, la rotura ocurre en el packer y no en la interface. Frente a esto, tanto la resistencia máxima como la curva tensión tangencial-deformación de la junta son función de la curva tensión-deformación del material de unión. Por lo tanto, la situación de rotura se produce por deformación excesiva del packer.

La figura 6.34 ilustra el mecanismo descrito para un material de unión dúctil. En ella se nota que el movimiento relativo medido entre bloques no proviene del deslizamiento en la interface sino de la propia deformación plástica del packer. De entre los materiales ensayados, el único que se acercó a esta tipología de rotura fue el de la Línea 9 de Barcelona - Bituminoso. Éste tiene capacidad de desarrollar un elevado engranamiento con el hormigón cuando confinado axialmente, lo que resulta en una elevada resistencia tangencial de la interface de contacto. En este caso, no se alcanza la carga tangencial límite de la interface puesto que la plastificación del packer se produce a una carga más baja.

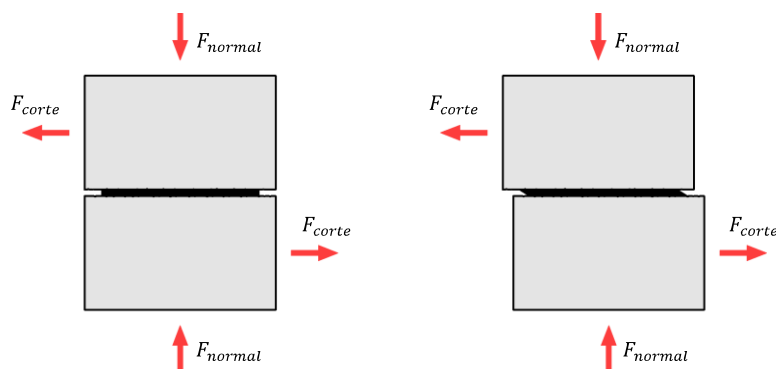


Figura 6.34 - Rotura por deformación plástica del packer

En la figura 6.29 se muestra la tensión tangencial en función del desplazamiento medido en algunos de los ensayos realizados con el citado packer a presión de confinamiento de 1,5, 8,0 y 15,0 MPa. En todas las pruebas se observa un comportamiento bastante plástico ya que el desplazamiento del bloque central es acompañado por reducidos incrementos, cada vez menores, en la tensión tangencial resistida. Tras la realización de los ensayos, prácticamente no se nota el deslizamiento en la interface hormigón-packer lo que es coherente con la hipótesis de que la rotura se procesa inicialmente a través del packer (factor principal) y no en la interface de contacto (factor secundario).

Mecanismo 2:  $\tau_{interface} < \tau_{packer}$

Si para una cierta tensión axial, la tensión tangencial máxima de la interface de contacto es menor que la tensión tangencial máxima del packer, la rotura se produce en la interface. Por ello, se dice que la tensión tangencial máxima resistida por la junta es igual a la tensión tangencial límite de la interface packer-hormigón. En este mecanismo se observa un desplazamiento relativo entre el packer y las piezas de hormigón, como muestra la figura 6.35. Por lo tanto, se trata de una rotura por deslizamiento que resulta en la formación de algunos surcos en la superficie del packer recién ensayado como puede observarse en la figura 6.36.

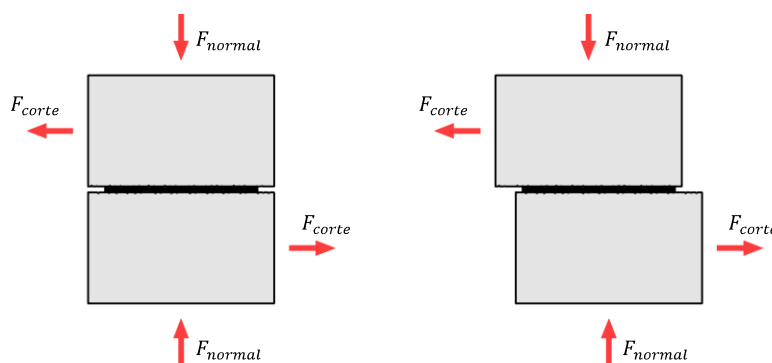


Figura 6.35 - Rotura por deslizamiento en la interface de contacto



Figura 6.36 - Surcos formados en la superficie del packer recién ensayado

Este mecanismo de rotura se evidencia a partir de las figuras 6.26, 6.25 y 6.27 para los packers de Línea 9 de Barcelona – Caucho, del Túnel de Guadarrama y del Túnel de Pajares, respectivamente. Los packers de la Línea 9 de Barcelona y del Túnel de Guadarrama tienen un comportamiento semejante, presentando una ligera ductilidad al final del ensayo mientras que el packer del Túnel de Pajares presenta el comportamiento más frágil. Esta diferencia también se refleja a través de la inspección visual de los surcos producidos tras el deslizamiento. La cantidad de surcos formados por efecto del engranamiento en la superficie de los packers de la Línea 9 de Barcelona y del Túnel de Guadarrama es mayor que la obtenida en el packer del Túnel de Pajares.

Así pues, el efecto de engranamiento prácticamente no existe en este último, haciendo con que la tensión tangencial de la interface de contacto sea básicamente función de la tensión de rozamiento estático. Ello



queda evidente en la figura 6.24, en la cual se comparan las características de los surcos formados en el packer del Túnel de Guadarrama (izquierda) y en el packer del Túnel de Pajares (derecha). De hecho, se nota que la cantidad de surcos visibles en el primero es bastante mayor que en el segundo.

#### Efecto combinado de los mecanismos de rotura

El efecto combinado de los dos mecanismos de rotura descritos con anterioridad explica el comportamiento observado en las curvas de la figura 6.31. Hay que tener en cuenta que para tensiones normales bajas, la resistencia de la interface packer-hormigón es inferior a la resistencia del propio packer, con lo que ocurre el mecanismo de rotura 1. De acuerdo con el modelo conceptual propuesto, el aumento de la tensión normal aplicada también lleva al aumento de la resistencia de la interface. Esto se refleja directamente en la tensión tangencial límite resistida por la junta en la primera parte de las curvas de la figura 6.31.

Sin embargo, a partir de una cierta tensión normal, la resistencia de la interface puede superar la resistencia del packer de tal suerte que la rotura de la junta pasa a ocurrir según el mecanismo 2. Ahora bien, los incrementos adicionales en la tensión normal no producen un aumento correspondiente en la capacidad resistente del packer que es el nuevo factor limitante de la resistencia de la junta. Esto se refleja en la ligera horizontalidad observada en la parte final de las curvas mostradas en la figura 6.31.

#### **6.3.6. Conclusiones**

En el presente estudio se ha propuesto un nuevo ensayo para la caracterización de los packers frente a sollicitación con una componente normal y otra tangencial. Nuevamente se constató la importancia de definir las tolerancias de las probetas de hormigón usadas de modo a evitar concentraciones de tensión capaces de falsear los resultados obtenidos. Teniendo esto en mente, los problemas encontrados a lo largo de la primera campaña experimental fueron debidamente estudiados y corregidos. Con ello, se realizó una segunda tanda de ensayos que arrojan resultados coherentes, apuntando positivamente hacia la capacidad de caracterizar el desempeño de los packers.

Fue posible verificar que el comportamiento de estos materiales frente a una sollicitación normal y una sollicitación tangencial presenta tres fases. En la primera de ellas, el aumento de la carga tangencial prácticamente no produce desplazamiento relativo del conjunto de bloques. Luego, se observa una fase ligeramente plástica en la que los incrementos de tensión tangencial causan aumentos crecientes en el desplazamiento medido. En la tercera fase, una vez alcanzada la tensión tangencial máxima, se observa un desplazamiento considerable del bloque central, lo que caracteriza un escalón de cedencia y la rotura de la junta.

En base a dichos resultados fue posible diferenciar los varios tipos de packers ensayados. Para tensiones normales más elevadas, se verifica que los packers de la Línea 9 de Barcelona – Caucho y del Túnel de Guadarrama presentan mayor capacidad de transmitir esfuerzos tangenciales que los packers del Túnel de Pajares y de la Línea 9 de Barcelona - Bituminoso. Cabe señalar que la situación sin packer fue ensayada con éxito, presentando la mayor capacidad de resistir a los esfuerzos tangenciales. Esta capacidad llega a ser 2 veces superior a la de la junta con packer para una tensión normal de compresión igual a 8 MPa. Esto refuerza la necesidad de nuevos estudios sobre la posible eliminación del packer en las juntas a favor de una filosofía de diseño que preconiza el comportamiento conjunto de los anillos.

Todos los ensayos realizados indican que la resistencia máxima a la tensión tangencial no es función únicamente del rozamiento sencillo entre el packer y el hormigón. Al contrario, hay un mecanismo resistente adicional que actúa en la interface de contacto generando la plastificación observada en los ensayos. Teniendo esto en cuenta, se propuso un modelo teórico conceptual que justifica el comportamiento medido a lo largo de la campaña experimental. Este modelo considera la existencia de un engranamiento entre el hormigón y el packer que varía en función de la tensión normal aplicada a la junta.

Ello permite caracterizar los dos mecanismos de rotura constatados en los diferentes ensayos realizados durante la campaña experimental. El primer mecanismo ocurre cuando la resistencia de la interface entre



packer y el hormigón es mayor que la resistencia del propio packer de modo que la rotura ocurre por la deformación excesiva de este material. Por otro lado, el segundo mecanismo se produce cuando la resistencia de la interface es inferior a la del packer. En este caso, la rotura se produce en la interface lo que lleva al deslizamiento entre el packer y el hormigón.

## **7. FILOSOFÍA DE TRABAJO Y SIMULACIÓN DE LAS DEFICIENCIAS DE CONTACTO**

### **7.1. Introducción**

Auscultaciones realizadas durante la fase de construcción de los túneles ponen de manifiesto la existencia de algunos tipos principales de daños estructurales que ocurren con mayor frecuencia en la práctica. Estos daños parecen ser resultado de una aplicación desfavorable de las cargas de construcción o del terreno frente a una condición de apoyo deficiente entre las dovelas. Dichas deficiencias de contacto, muchas veces no visibles a ojo, se muestran en la forma de espacios diferenciales entre las dovelas adyacentes. Estos son fruto de una serie de factores que actúan de manera combinada y acumulada durante las diferentes fases del proceso de fabricación y construcción del túnel o incluso debido a un diseño poco detallado de las dovelas.

Así pues, los espacios entre dovelas dependen de las imperfecciones o tolerancias introducidas a lo largo de cada una de estas etapas. Aunque las relaciones de causa y efecto entre las tolerancias, las deficiencias de contacto y los daños estructurales son bastante complejas, su representación matemática parece

factible. Teniendo esto en cuenta, en el presente capítulo se define la filosofía de trabajo que sirve de base para la descripción matemática del problema.

Independientemente de la filosofía de trabajo propuesta, parece evidente la necesidad de simular estructuralmente las deficiencias de contacto tal y como éstas ocurren en la práctica. Para ello, hay que considerar que los espacios entre dovelas pueden presentar cierta variación a lo largo de las juntas. Asimismo, se deben tener en mente las no linealidades de los materiales en vías de evaluar el daño estructural producido en el túnel.

Existen diferentes maneras de realizar la simulación de las deficiencias de contacto, las cuales implican invariablemente en cierta simplificación del problema encontrado en la práctica. Por consiguiente, puede que la respuesta estructural obtenida en cada uno de ellos también sea distinta. En este contexto, es importante validar y elegir los modelos considerados más apropiados para el análisis de las deficiencias de contacto que se llevará a cabo en los capítulos siguientes.

### **7.1.1. Objetivos**

Los objetivos del estudio descrito en el presente capítulo son:

- determinar las tolerancias con más probabilidad de afectar el comportamiento estructural del túnel;
- delinear la filosofía para evaluar la relación entre las tolerancias, las deficiencias de contacto y los daños estructurales observados a lo largo de la fase de construcción;
- evaluar los tipos de elementos que pueden ser empleados en los modelos de elementos finitos (MEF) para simular satisfactoriamente las imperfecciones de contacto entre dovelas;
- proponer un modelo analítico simplificado para el análisis del comportamiento de las dovelas frente a las deficiencias de contacto y
- comparar el comportamiento observado en los modelos con diferentes tipos de elementos finitos y con los resultados del modelo analítico.

### **7.1.2. Organización del estudio**

En la primera parte del estudio se define la filosofía de trabajo empleada para relacionar las tolerancias, las deficiencias de contacto y los daños estructurales, tal y como se describe en el apartado 7.2. A continuación, para que ésta sea aplicable a los casos encontrados en la realidad, se evalúan los dos tipos de elementos finitos que pueden ser usados para simular las deficiencias de contacto.

En los apartados 7.4 y 7.5 se presentan modelos sencillos que sirven para evaluar el comportamiento estructural arrojado por dichos elementos frente a variaciones del refinamiento de la malla y de las condiciones de contorno. Por otro lado, en el apartado 7.6, se desarrolla un modelo analítico que permite simular las mismas deficiencias de contacto de manera simplificada. Tras el análisis de diversos modelos, se realiza una comparación entre los resultados obtenidos con los diferentes elementos finitos (apartado 7.7) lo que permite identificar el que será empleado en la secuencia del estudio. Por fin, en el apartado 7.8, se comparan los resultados obtenidos en este último con los calculados a través del modelo analítico. Con ello, se pretende validar la respuesta estructural presentada en los MEF.

## **7.2. Filosofía de trabajo**

Desde el punto de vista estructural, las tolerancias son definidas como variaciones máximas en las dimensiones y en la forma ideal de los segmentos que ocurren sin comprometer significativamente su

capacidad de resistir a las cargas aplicadas, es decir, su capacidad resistente. La filosofía de trabajo propuesta considera que las tolerancias que causan daños estructurales en el túnel en la fase de construcción o de servicio pueden ser clasificadas de acuerdo con su naturaleza como puede apreciarse en la figura 7.1.

Los seguimientos usados en los túneles pueden presentar formas geométricas complejas dependiendo del tipo de anillo empleado. En el anillo universal, por ejemplo, la anchura de los seguimientos varía de acuerdo con la ley de los senos. No obstante, algunos túneles construidos con este tipo de anillo presentan aproximaciones en la ley del seno usada para describir la lateral de los segmentos, la cual se representa a través de una serie de líneas rectas. A consecuencia de estas aproximaciones de proyecto, el encaje entre segmentos de anillos adyacentes se vuelve imperfecto dando lugar a imperfecciones de contacto. El estudio sobre las tolerancias debido a las aproximaciones de proyecto en la forma del anillo se encuentra descrito en el Capítulo 8.

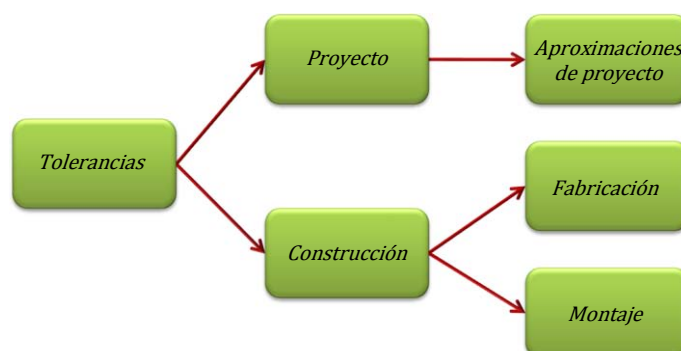


Figura 7.1 – Clasificación de tolerancias

Las tolerancias de fabricación resultan principalmente de variaciones dimensionales en los moldes usados en la fabricación de los segmentos que, en algunos casos, tienen que ser sumada a la tolerancia de otros elementos como el packer. Por otro lado, las tolerancias de montaje son generadas durante el proceso de instalación de las dovelas en el interior de la tuneladora o por las diferencias de cargas aplicadas por los gatos de empuje durante el avance. Asimismo, las deficiencias en la posición de los anillos anteriores impide la perfecta instalación de los nuevos segmentos, lo que caracteriza un fenómeno de acumulación de imperfecciones a lo largo de la construcción del túnel.

La variación de una cierta dimensión  $D$  alrededor del valor ideal es un resultado del efecto combinado de estos tres tipos de tolerancias. En este contexto, se asume que la variación de la dimensión sobre la superficie  $S$  de la dovela se ajusta a una función continua la cual permite controlar matemáticamente la máxima variación dimensional  $T$  y el conjunto de puntos  $P_n$  donde ésta ocurre. En base a ello, cualquier posible variación de la dimensión  $D$  podría ser descrita a través de la función  $D = f(S, T, P_n)$ , donde  $T$  refleja la tolerancia debido a aproximaciones de proyecto, fabricación o montaje.

Cabe señalar que cualquier situación de contacto entre dos dovelas podría ser determinada en base a las funciones que dan la variación de la dimensión  $D$ . Bajo el mismo nivel de carga, dovelas con mayores tolerancias están sujetas a mayores deficiencias de contacto lo que da lugar a daños estructurales más severos. Por lo tanto, segmentos con mayores tolerancias tienden a alcanzar un cierto nivel de daño estructural para cargas considerablemente más bajas. De esto, se abstrae que dovelas con diferentes tolerancias también presentarán diferencias en cuanto a su capacidad resistente, o sea, la capacidad de resistir a las cargas aplicadas.

Este raciocinio es la base de la filosofía propuesta para la evaluación de la influencia de las tolerancias o de las imperfecciones de contacto sobre el desempeño estructural del túnel. En base a ello se puede definir un nivel límite de daño estructural el cual permite el cálculo de una carga crítica  $Q_c$ . En otras palabras, se calcula la sollicitación aplicada a la estructura que genera el daño límite. En este contexto, cada variación impuesta a la función de tolerancia  $D$  lleva a una situación de contacto y una carga crítica distinta. A consecuencia de esto, la carga crítica también puede ser representada matemáticamente como una

función de los mismos parámetros que definen la función  $D$ . Con todo, en este caso no es necesario considerar la variable  $S$ , la cual depende de la carga crítica. Por otro lado, el daño producido también depende de las propiedades mecánicas  $M$  y de las características geométricas  $G$  de la dovela de modo que la función de la carga crítica es dada por  $Q_c = f(M, G, T, P_n)$ .

Esta función puede ser usada para estimar la probabilidad de que un cierto daño estructural ocurra una vez definidas una tolerancia de referencia  $T_{ref}$  y la carga de referencia  $Q_{ref}$ . Ello consiste en un cálculo probabilístico bastante complejo que puede ser simplificado a favor de la seguridad como la combinación de tres eventos dados en la ecuación 7.1.

$$\Phi = \Phi_1(T \geq T_{ref}) \cdot \Phi_2(Q \geq Q_{ref}) \cdot \Phi_3 \quad [7.1]$$

La primera parte de la ecuación corresponde a la probabilidad de que una dovela presente tolerancia mayor o igual que el valor de referencia definido inicialmente. La segunda parte representa la probabilidad de encontrarse en la práctica una carga mayor que la carga de referencia. La tercera parte tiene en cuenta la probabilidad de que ambos eventos se producen cuando la máxima tolerancia está localizada en los puntos críticos de la superficie de la dovela, la cual se obtiene a través de la ecuación 7.2. En esta, el dividendo es una integral del área de la superficie de la dovela que satisface a la condición  $Q_{ref} \geq Q_c$  mientras que el divisor es una integral igual al área total de la misma superficie.

$$\Phi_3 = \frac{\int dS |_{P_n \in [Q_{ref} \geq Q_c]}}{\int dS |_{P_n \in [S]}} \quad [7.2]$$

De acuerdo con un enfoque más sencillo, la carga crítica equivale a la capacidad resistente relativa  $R_c$  de la dovela calculada por la ecuación 7.3 como un porcentaje de la carga crítica resistida en la situación ideal de contacto perfecto, o sea, sin tolerancia. Esta función permite estimar la máxima tolerancia admisible en función de la máxima reducción permitida para la capacidad resistente de la estructura.

$$R_c = \frac{f(M, G, T, P_n)}{f(M, G, 0, P_n)} \quad [7.3]$$

A fin de ilustrar la filosofía propuesta, se considera el ejemplo de la desviación angular en la junta longitudinal que está relacionada con las fisuras en las esquinas de las dovelas. Para simplificar el ejemplo, solamente dos segmentos del mismo anillo son considerados habiendo contacto inicial siempre en el mismo punto, como se evidencia en la figura 7.2.

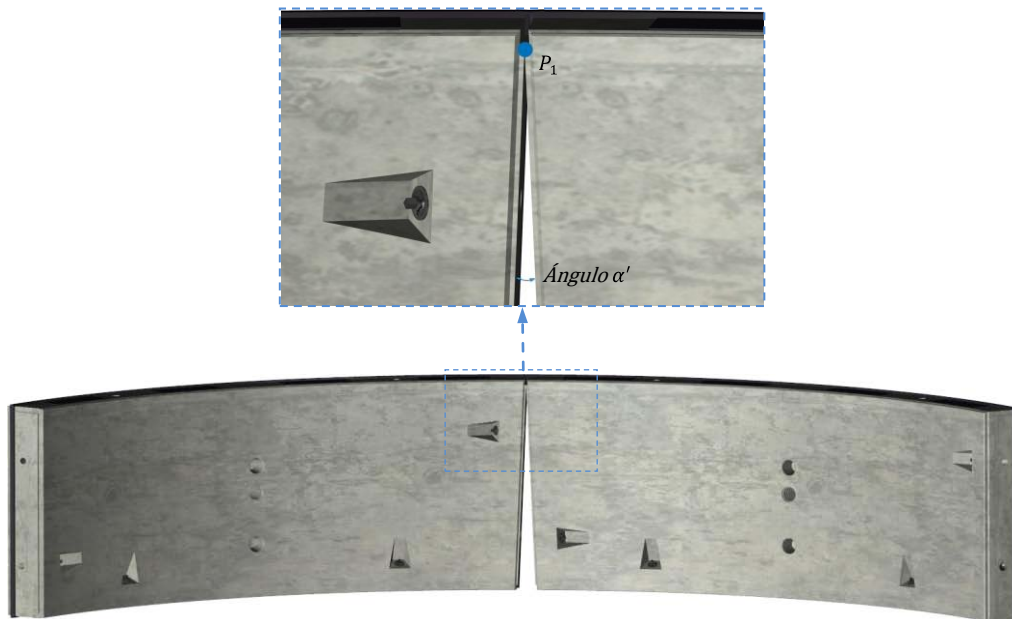


Figura 7.2 – Ejemplo ilustrativo

En este caso la tolerancia queda caracterizada únicamente por el ángulo  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  correspondiente a la desviación angular de cada uno de los segmentos que conforma la junta. La función que representa la variación dimensional conjunta de las dovelas está dada por  $D = f(S, \alpha', P_1)$  en la cual  $\alpha'$  se calcula por la suma de las dos tolerancias ya mencionadas. La misma función equivale a la situación de contacto final puesto que no hay otros factores a tenerse en cuenta en el ejemplo simplificado propuesto. Por lo tanto, el ángulo  $\alpha'$  es la única variable que determina la situación de contacto final.

En la fase siguiente, las propiedades geométricas y mecánicas, las condiciones de apoyo, el daño crítico y la sollicitación típica son definidos. Esta información se aplica a un modelo de análisis estructural en el cual se obtiene el valor de la carga que genera el daño crítico caracterizado por las fisuras en las esquinas de las dovelas. Varios modelos son propuestos teniendo en cuenta diferentes situaciones de contacto (diferentes ángulos  $\alpha'$ ) y, para cada uno de ellos, se obtiene una carga crítica. A través de la interpolación de los resultados se obtiene la curva para la carga crítica  $Q_c$  en función de la situación de contacto (véase figura 7.3).

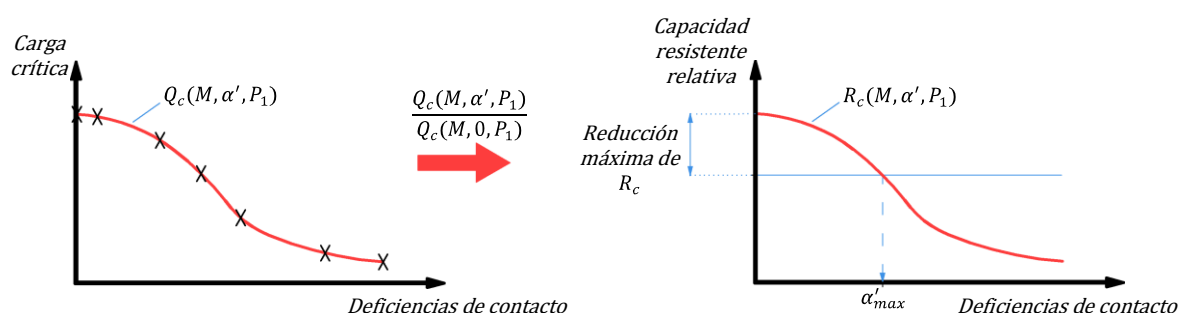


Figura 7.3 – Curvas de carga crítica y reducción de la capacidad resistente relativa

Queda evidente que el valor de la carga crítica varía de acuerdo con la geometría del segmento, las propiedades de los materiales empleados y las condiciones de apoyo definidas inicialmente. Para posibilitar la comparación de modelos con diferentes características, la curva  $Q_c$  debe ser dividida por un valor de referencia que, en cada serie de análisis, es igual a la carga crítica obtenida para la situación sin considerar imperfecciones. La curva final obtenida permite estimar la capacidad relativa de la dovela en función de una cierta magnitud de la deficiencia de contacto.

La máxima deficiencia de contacto ( $\alpha'_{max}$ ) es calculada teniendo en cuenta la reducción admisible en la capacidad resistente relativa de la dovela, como puede apreciarse en la figura 7.3. En base a este valor, se procede al cálculo de la máxima deficiencia de contacto que cada dovela puede presentar en la práctica sin que esto implique en la aparición de la deficiencia de contacto máxima y, por consiguiente, de los daños estructurales límites.

Aunque la filosofía propuesta es bastante sencilla e intuitiva, en la situación real existen otros aspectos que deben ser considerados. Por ejemplo, el simple hecho de asumir más puntos para el contacto inicial da lugar a un análisis complejo que requiere el uso de herramientas computacionales potentes. En este contexto, la determinación de la carga crítica para diversas posiciones del conjunto de puntos  $P_n$  suele resultar en un análisis bastante demorado. Además, en la mayoría de los casos las deficiencias de contacto no pueden ser consideradas iguales a las tolerancias consideradas en los análisis.

### 7.3. Modelos de las deficiencias de contacto

Un problema secundario del presente estudio consiste en cómo realizar una simulación teórica aproximada del comportamiento estructural frente a las imperfecciones de contacto. La necesidad de correlacionar dichas imperfecciones con los daños observados en la práctica requiere el uso de modelos numéricos complejos teniendo en cuenta la no-linealidad de los materiales y los daños críticos esperados.

Además de esto, hay que tener en mente que todas simulaciones empiezan de una situación en la cual el contacto entre dovelas ocurre en una zona reducida de la superficie de la junta. Por consiguiente, los segmentos presentan desplazamientos iniciales considerables hasta el momento en que se alcanza una configuración más estable. En este contexto, la deformación y la acomodación apreciadas en los pasos de carga pueden ser reconocidas como inestabilidades del modelo, llevando a la interrupción del análisis o a la divergencia del mismo. Por otra parte, el elevado grado de no-linealidad encontrada puede resultar en un análisis demorado con ratios de convergencia extremadamente lentos.

Conforme se aplica la carga, el contacto entre dovelas, al principio muy restricto, empieza a difundirse a lo largo de la superficie de la junta. Dicho fenómeno ocurre debido a la aparición de fisuras y a la deformación de la estructura, como puede apreciarse en la figura 7.4. Una vez que hay una concentración de tensiones por el contacto parcial, las no-linealidades se manifiestan incluso para bajos niveles de carga, generalmente se reflejando en los primeros pasos de los análisis. Aunque la simulación de este comportamiento a través de un modelo analítico es factible, ello puede representar simplificaciones exageradas del comportamiento estructural – especialmente para cargas elevadas cuando una mayor parte de la junta se ve ampliamente afectada por las no-linealidades.



*Figura 7.4 – Ejemplo de situación con deficiencia de contacto*

Frente a esto, los resultados más representativos son obtenidos a través de modelos numéricos empleando, por ejemplo, programas computacionales basados en los métodos de elementos finitos, el cual permite una discretización detallada del problema en cuestión. En las fases iniciales de la puesta en cargas de estos modelos, el contacto entre dovelas se realiza por medio de pocos elementos de la malla. Por ello, es necesario verificar la precisión de los elementos usados en la simulación de las imperfecciones de contacto, así como, la evolución del área de contacto efectivo con la aplicación de la carga.

A fin de dar respuesta a estas cuestiones, varios programas de elementos finitos fueron considerados como opción en el presente trabajo. Sin embargo, la mayoría de ellos presenta alguna limitación en las características y en la formulación matemática de los elementos disponibles los cuales no permitían la simulación adecuada de la situación observada en la práctica. De entre los programas considerados, el DIANA 9.3 fue elegido por su larga librería de materiales y elementos que incluye elementos de contacto y de interface.

Los elementos de contacto están basados en un algoritmo que evalúa el contacto entre una superficie compuesta por elementos llamados “contacter” y una superficie formada por los elementos denominados “target”. Una vez se detecta que la distancia entre ambos es inferior a una cierta tolerancia, el contacto es reconocido y la transmisión de esfuerzos, activada. Esta transmisión puede realizarse tanto en la dirección normal como en la tangencial a la superficie, siendo factible el empleo de un modelo de rozamiento de Coulomb para simular esta última. Para ello, el coeficiente de rozamiento, una presión de cohesión y una tensión de tracción límite deben ser definidas.

En teoría, los elementos de contacto son los más indicados para la consideración del contacto parcial y demás problemas similares a los presentados aquí. Para evaluar esto, varios modelos fueron analizados teniendo en cuenta las deficiencias de contacto. Los modelos 2D se mostraron bastante robustos, presentando resultados aparentemente razonables y buenas tasas de convergencia. Con todo, el algoritmo de contacto empleado, mostró cierta inestabilidad en prácticamente todos los modelos 3D llevando a baja convergencia y a la divergencia del análisis en los primeros pasos de carga. Otra importante desventaja

observada fue la imposibilidad de usar el método “Line Search” en combinación con los elementos de contacto. Ello dificulta considerablemente la convergencia, especialmente frente a no-linealidades como las observadas en el presente estudio.

Dado que muchas de las simulaciones requieren el uso de modelos 3D alcanzando elevados niveles de daño estructural, otros tipos de elementos son evaluados. Para ello, se realiza una serie de pruebas para apreciar el desempeño de los elementos de interface. El comportamiento de estos está descrito por una tensión normal y una tensión tangencial con respecto un desplazamiento correspondiente en las mismas direcciones. Aparte, estos elementos pueden ser asociados a modelos de fisuración discreta, de dilatancia, de bond-slip, de rozamiento y elástico no-líneal. Cabe señalar que la combinación de dichos modelos en un único elemento de interface no es factible.

Frente a esto, un modelo elástico no lineal es la única opción disponible para simular el espacio que inicialmente separa las superficies de las dovelas en una situación con imperfecciones de contacto. Para ello, se define explícitamente una curva tensión-desplazamiento con una rigidez inicial extremadamente baja de modo a garantizar que el desplazamiento ocurre prácticamente sin transmisión de esfuerzos. A partir de un desplazamiento característico igual al espacio inicial entre las superficies, la curva tensión-desplazamiento pasa a presentar elevadísima rigidez que caracteriza el establecimiento de contacto. Esta rigidez debe superar en varias órdenes de magnitud la rigidez equivalente de la estructura. Con ello, se asegura que los elementos de interface no influyen en el comportamiento estructural una vez se efectiva el contacto.

De todos modos, se deben evitar rigideces excesivamente elevadas que generalmente llevan a una baja tasa de convergencia de cada paso de carga. Asimismo, hay que tener en cuenta que las imperfecciones de contacto varían a lo largo de la junta. Por lo tanto, el desplazamiento característico que marca el cambio de rigideces en las curvas tensión-desplazamiento varía de acuerdo con la posición de cada elemento en la superficie.

La figura 7.5 muestra un ejemplo de la simulación de las deficiencias de contacto en una malla compuesta por elementos de interface en las juntas. En la misma figura también puede apreciarse las curvas tensión-desplazamiento de los elemento de interface localizados en las extremidades de la junta. Una vez aplicada la carga, el contacto y la transmisión de tensiones ocurre inicialmente para los elementos cercanos al punto de contacto inicial mientras que elementos ubicados en el extremo opuesto solo se activan tras el desplazamiento característico  $D_n$ .

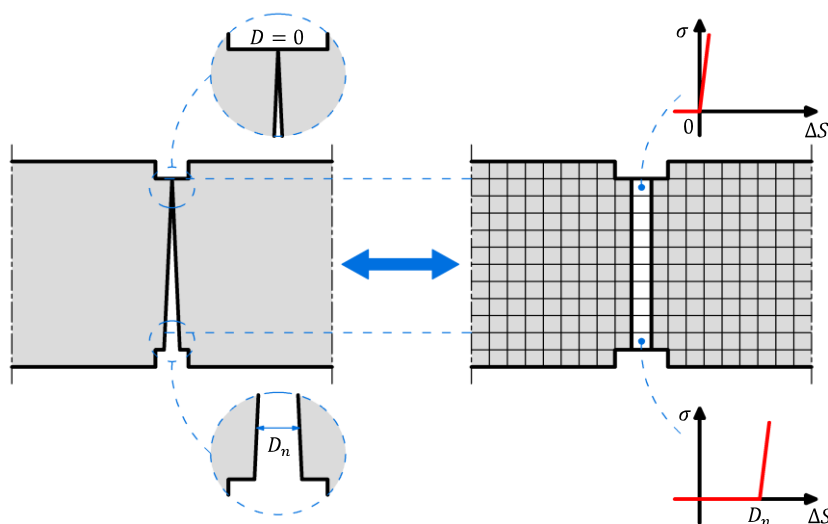


Figura 7.5 – Simulación de deficiencias de contacto usando elementos de interface

Los modelos (2D y 3D) con elementos de interface son bastante robustos presentando ratios de convergencia más elevadas que las encontradas en los modelos con elementos de contacto. Ello es



resultado de un algoritmo más estable y debido a la posibilidad de emplear el método “Line Search” en combinación con los primeros. Sin embargo, estos elementos presentan algunas desventajas respecto a la representación de las distancias entre las superficies. En los modelos con elementos de interface el contacto es verificado solamente una vez a lo largo del área del elemento, mientras que con elementos de contacto lo mismo ocurre para cada punto de integración. En otras palabras, la representación del espacio entre superficies tiende a ser menos detallada en los modelos con elementos de interface puesto que un número menor de puntos son considerados. Tal hecho puede ser compensado a través del incremento en el número de elementos usados en el modelo acompañado por la reducción en el número de puntos de integración en cada elemento.

Otro inconveniente surge de la imposibilidad de combinar el modelo de elasticidad no-lineal con un modelo de rozamiento de Coulomb en el mismo elemento de interface. Ello se refleja en una consideración deficiente del comportamiento tangencial de la junta si los modelos presentan solamente una fila de elementos de interface. Si la consideración precisa del rozamiento es relevante, se debe añadir una segunda fila de elementos de interface al modelo. Mientras la primera fila representa el comportamiento elástico no-lineal que permite la simulación de las deficiencias de contacto, la segunda fila localizada justo al lado simula el rozamiento entre las superficies a través del modelo de Coulomb.

Aunque el uso de dos filas de elementos de interface con diferentes propiedades materiales responde a la necesidad de una simulación más detallada, ello también implica en una significativa reducción del ratio de convergencia, especialmente en los primeros pasos de carga. Por ello, siempre que posible, estos tipos de modelos deben ser evitados en favor de otros más sencillos con solamente una fila de elementos de interface por junta. Teniendo en cuenta que en los problemas de imperfecciones de contacto estudiados aquí dependen básicamente de las tensiones normales, se considera que tal simplificación no debería afectar significativamente los resultados obtenidos.

No obstante, algunos análisis deben ser realizados a fin confirmar esta suposición. Los resultados aparentemente razonables de los modelos con elementos de interface deben ser contrastados con aquellos obtenidos en modelos con otros tipos de elementos. Debido a la falta de otros elementos disponibles, solo es factible una comparación con modelos con elementos de contacto. Dicha comparación está limitada a MEF en 2D puesto que, como ya fue mencionado anteriormente, se verificaron restricciones en cuanto al uso de elementos de contacto para MEF en 3D.

Aparte, un modelo analítico simplificado fue propuesto en vías de permitir una comparación con el comportamiento teórico esperado en la práctica. Este modelo debería representar satisfactoriamente la situación de contacto entre las superficies para bajo niveles de carga cuando hay reducido grado de daño estructural y no-linealidad material. Si dentro de este rango el modelo analítico presenta resultados similares a los obtenidos con el MEF, la simulación de las imperfecciones de contacto con elementos de interface también debería ser adecuada para grados más elevados de daño estructural.

Tal conclusión se basa en el hecho de que no hay diferencia significativa entre el comportamiento de los elementos de interface para un elevado o un bajo grado de daño estructural de las dovelas. Las diferencias observadas se restringen al comportamiento no lineal de la propia dovela el cual no depende directamente de los elementos de interface sino de la definición adecuada de las propiedades materiales de la misma. Los MEF con elementos de interface y con elementos de contacto, el modelo analítico y la comparación entre ellos se presentan en los apartados siguientes.

#### **7.4. MEF con elementos de interface**

Una vez que el modelo analítico propuesto incorpora una serie de simplificaciones, no es necesario compararlo con un FEM excesivamente complejo. Por ello, se propone un modelo 2D de tensión plana compuesto por dos dovelas con 2000 mm de anchura y 4000 mm de longitud circunferencial, como puede apreciarse en la figura 7.6. En la junta longitudinal formada por las dovelas se emplea una única fila de elementos tipo interface para simular las imperfecciones de contacto debido a la desviación angular.

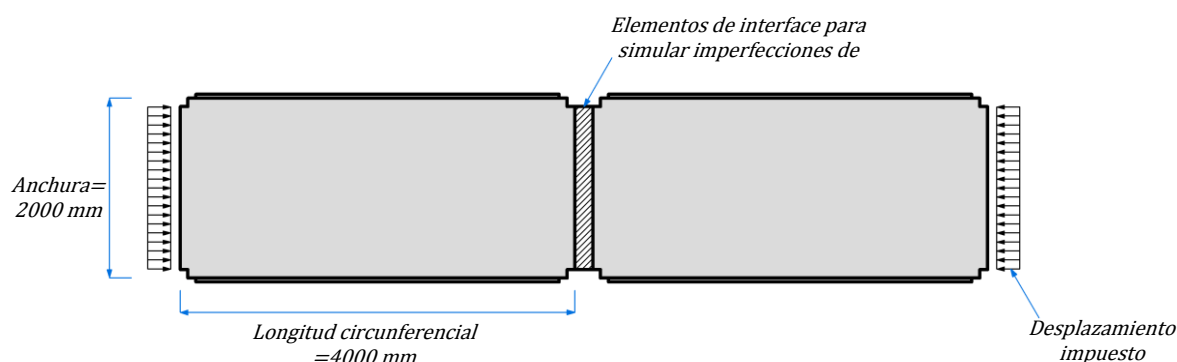


Figura 7.6 – MEF con elementos de interface

La malla de ambos segmentos se compone de elementos finitos de 4 nodos con un formato aproximadamente cuadrado. A ellos se atribuye una propiedad material que pretende simular el comportamiento del hormigón con una curva tensión-deformación ideal en compresión y ablandamiento lineal a tracción además de un modelo de deformación total con fisuras rotacionadas difusas basado en la energía de fractura. En este modelo constitutivo, la determinación de las tensiones es función de la deformación total, la cual tiene una componente elástica y otra debido a la fisuración.

A fin de facilitar la comparación de los resultados con el modelo analítico, no se incorpora armadura a las dovelas. Por otra parte, los elementos de interface usados presentan elasticidad no lineal que varía de acuerdo con su posición en la junta longitudinal y la magnitud de la imperfección de contacto correspondiente. El confinamiento lateral es simulado con un conjunto de elementos de interface dispuesto a lo largo de la longitud circunferencial de las dovelas. Éstos tienen un comportamiento dado por un modelo de fisuración discreta con resistencia a tracción igual a cero que simula la capacidad del entorno en responder solamente a la compresión. Cabe señalar que todos los elementos de interface empleados (incluso en las juntas) no transmiten ningún esfuerzo de tracción. El único caso de carga aplicado al modelo consiste de un desplazamiento uniformemente distribuido en todos los nodos que componen la línea localizada en el extremo opuesto a la junta longitudinal formada por las dos dovelas. Cada paso de carga equivale a un desplazamiento relativo simétrico de 0,4mm hacia la junta.

La evaluación del efecto del tamaño de la malla tiene una importancia doble en la simulación de las imperfecciones de contacto puesto que ello influye tanto en el comportamiento estructural de los segmentos como en el nivel de detalle de la representación de la distancia entre superficies. Dos tamaños de malla fueron estudiados en vías de cuantificar este efecto: una con elementos de 35 mm de canto y otra con elementos de aproximadamente 70 mm de canto. El primero de ellos fue definido en base a la recomendación de no emplear elementos menores que el tamaño máximo de agregado en los MEF que incorporan modelo de fisuración difusa. El segundo de ellos pretende evaluar la posibilidad de reducir el tiempo de procesamiento computacional de cada análisis sin, con ello, comprometer los resultados obtenidos.

Es sabido que, a causa del contacto parcial, la carga aplicada se transmite por un área reducida de la junta siendo excéntrica a las dovelas. A consecuencia de esto, se generan fuerzas tangenciales, un momento y una tendencia de desplazamiento de los segmentos hacia el confinamiento lateral. Por su vez, el confinamiento responde a esta tendencia restringiendo parcialmente el movimiento de las dovelas. En función del nivel confinamiento debería observarse una variación en la magnitud de las fuerzas tangenciales que podrían llegar a influenciar comportamiento de las juntas. Una vez que en modelos con una única fila de elementos de interface no permite la consideración adecuada de fuerzas tangenciales, es importante verificar la influencia de esta aproximación sobre los resultados obtenidos. Para ello, son generados y analizados modelos con diferentes coeficientes de confinamiento lateral. Por otra parte, diferentes magnitudes de imperfecciones de contacto también fueron simuladas a fin de verificar la influencia de este parámetro sobre el comportamiento estructural de los segmentos.

### 7.5. MEF con elementos de contacto

El segundo MEF propuesto tiene los mismos tipos de elementos, propiedades de los materiales y características de puesta en carga que el modelo descrito en el apartado anterior. La única diferencia ocurre con respecto a la sustitución de los elementos de interface por los elementos de contacto, los cuales se encuentran efectivamente separados entre sí al principio del análisis como evidencia la figura 7.7.

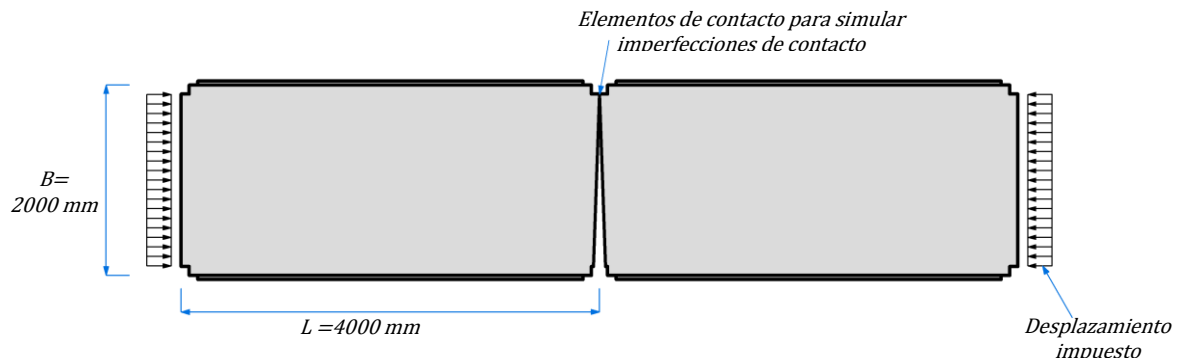


Figura 7.7 – MEF con elementos de contacto

Los mismos valores de coeficiente de confinamiento lateral e imperfección de contacto son modelados teniendo en cuenta una única malla. En esta, los elementos de las dovelas son cuadrados con aproximadamente 70 mm de canto con 3 puntos de integración por lado. Con ello, se logra una representación de las deficiencias de contacto con el mismo número de puntos que en el MEF con elementos de interface y elementos de 35 mm. Por lo tanto, en este caso no hay necesidad de simular una malla más densa por motivo de contrastación de los resultados.

### 7.6. Modelo analítico

La simulación de las imperfecciones de contacto con los elementos de contacto o de interface pueden claramente ser tratados desde un punto de vista más sencillo a través de un modelo analítico. Sin embargo, antes de definir este modelo, se debe comprender cómo las imperfecciones de contacto afectan el comportamiento estructural de las dovelas. Para ello, se considera el caso más general compuesto por dos dovelas adyacentes con anchura  $B$  como muestra la figura 7.8.

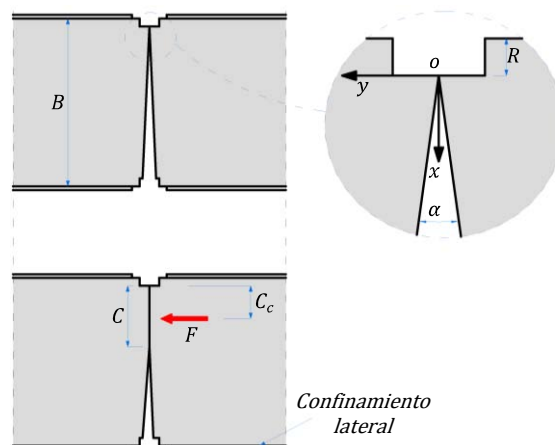


Figura 7.8 – Base del modelo analítico

En ella, se evidencia un caso típico de deficiencia de contacto dada por un ángulo  $\alpha$  que inicialmente separa las superficies de la junta longitudinal. En este contexto, inmediatamente antes a la aplicación de la cargas, el contacto entre dovelas se restringe al punto  $o$ , el cual define el origen del sistema de coordenadas usado en el análisis.

Cuando los segmentos son presionados uno contra el otro, una fuerza equivalente  $F$  es transmitida a través del área de la junta en que hay el contacto efectivo. Así pues, al principio solamente una zona reducida alrededor del punto de contacto  $o$  se moviliza para la transmisión de esta carga. Por consiguiente, el campo de deformaciones  $\varepsilon(x, y)$  generado también presenta elevados valores cerca del punto de contacto inicial y deformaciones considerablemente más bajas en puntos más lejanos.

Ello implica en una diferencia considerable entre la deformación normal observada a lo largo de los puntos que componen la junta. Esta diferencia produce una reducción de la distancia que inicialmente separa las superficies de los segmentos. A consecuencia de esto, se observa un aumento del área de la junta efectivamente en contacto, lo que se traduce en el aumento de la longitud  $C$ . (Véase figura 7.8) La evolución de contacto puede ser representado matemáticamente a través de la ecuación 7.4.

$$C(\tan \alpha_1 + \tan \alpha_2) - 2 \cdot \int_0^L [\varepsilon(0, y) - \varepsilon(C, y)] dy = 0 \quad [7.4]$$

La primera parte de esta ecuación representa el espacio que originalmente separaba las superficies de las dovelas en el punto límite de la junta donde, tras la puesta en carga, ocurre el contacto. Esta distancia debe ser igual a la diferencia de deformación normal observada en el origen del sistema de coordenadas y en el punto de la junta dado por la longitud  $C$ , lo que se obtiene a través de la integración del campo de tensiones de ambos segmentos.

Aunque las dovelas pueden presentar imperfecciones geométricas distintas, la longitud de contacto  $C$  y la carga total transmitida  $F$  por la junta tiene que ser la misma. Este raciocinio es suficiente para abstraer que las dos dovelas presentan el mismo campo de tensiones si las condiciones de contorno son idénticas para ambas. Por lo tanto, de manera más sencilla se puede calcular la deformación total multiplicando por 2 la deformación individual de un segmento a lo largo de su longitud  $L$ .

A fin de resolver la ecuación 7.4 y el problema de las deficiencias de contacto, la función del campo de deformaciones debe ser determinada para las variables  $x$  e  $y$ . En el apartado siguiente se describe una formulación matemática simplificada propuesta para dicha función.

### 7.6.1. Campo de deformaciones

La definición de las funciones que representa el campo de deformaciones, especialmente en el caso de dovelas con imperfecciones de contacto, es una tarea bastante compleja que requiere extensa cantidad de cálculos de difícil aplicación en un modelo analítico. Por ello, algunas simplificaciones son realizadas en vía de obtener una formulación de más fácil aplicación cuya representatividad se mantiene dentro de rangos aceptables.

En primer lugar, se adopta un modelo bilineal de tensión-deformación para el hormigón de las dovelas. Como puede apreciarse en la figura 7.9, esta curva presenta inicialmente un comportamiento elástico-lineal para deformaciones inferiores al valor plástico característico  $\varepsilon_c$ . Para mayores deformaciones, la curva presenta una rama horizontal que tiene en cuenta el comportamiento plástico del hormigón. En éste, la tensión plástica máxima del material se mantiene constante hasta que su deformación alcanza el valor último  $\varepsilon_{cu}$ .

Dado que la contribución del hormigón sin armadura solicitado a tracción tiende a ser muy reducida, por una cuestión de simplificar de cálculos, se admite un modelo de fisuración frágil sin resistencia a tracción. Modificaciones de la curva-tensión deformación del hormigón debido a la abertura de las fisuras no son tenidas en cuenta.

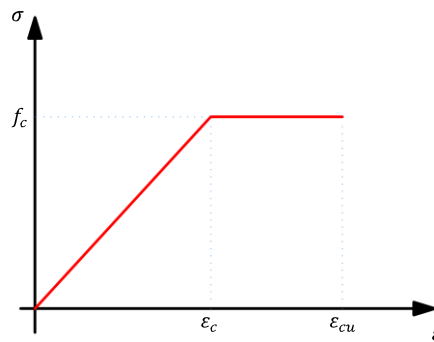


Figura 7.9 – Curva tensión-deformación empleada

Aparte, se considera que la deformación varía a lo largo de la longitud circunferencial de la dovela siendo aproximada en la sección transversal por una línea recta, como ilustra la figura 7.10. En ella, también se aprecia que la distribución de las deformaciones cambia gradualmente afectando un área mayor de la sección transversal conforme se aleja de la junta.

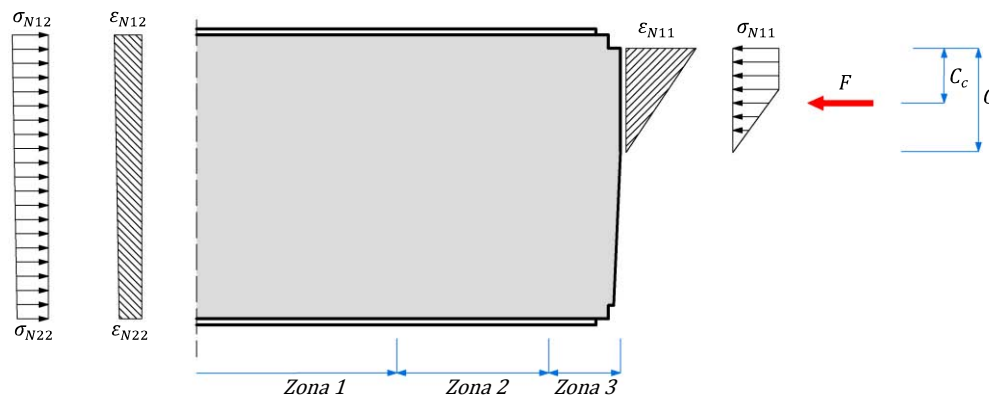


Figura 7.10 – Distribución de tensiones y de deformaciones

En este contexto, la distribución de deformaciones y de tensiones a lo largo de la longitud del elemento es interpretada como un fenómeno que puede pasar por hasta tres cambios distintos. Cada cambio delimita una cierta zona de la longitud circunferencial cuyo comportamiento es descrito por diferentes conjuntos de ecuaciones.

#### 7.6.1.1. Zona 1

En la figura 7.10 se muestra la distribución de tensiones y de deformaciones en una sección transversal ubicada dentro de los límites de la zona 1. En ella, se verifica que tanto las tensiones como las deformaciones se extienden a lo largo de toda la anchura de la dovela presentando un valor absoluto considerablemente menor que el observado en los puntos cercanos a la junta. Por consecuencia, el hormigón se mantiene con un comportamiento elástico-lineal que permite una determinación directa de las deformaciones en cada sección transversal.

Teniendo en cuenta la variación lineal de deformaciones a lo largo de la anchura y aplicando el simple equilibrio de fuerzas y momentos, se deduce la función 7.5. Ésta define el campo de deformaciones de la zona 1 donde  $F$  es igual a la fuerza total aplicada a las dovelas,  $M(y)$  representa el diagrama de momento en una cierta sección transversal,  $E$  es el módulo de elasticidad del hormigón,  $B$  es la anchura del segmento y  $e$  su espesor.

$$\varepsilon(x, y) = \frac{M(y)}{E \cdot B \cdot e} \left( 6 \cdot B - 12 \cdot x + \frac{F \cdot B^2}{M(y)} \right) \quad [7.5]$$

El límite de la zona 1 se obtiene cuando la deformación es cero para el punto de la sección transversal localizado en el extremo opuesto al de contacto inicial, o sea, para  $x = B$ . Al asumir esta condición en la función 7.5, queda evidente que la zona 1 se extiende por todas las secciones transversales que satisfacen a la inecuación 7.6.

$$M(y) \leq \frac{B \cdot F}{6} \quad [7.6]$$

#### 7.6.1.2. Zona 2

En la zona 2, las tensiones y deformaciones se distribuyen por un área de la sección transversal limitada por  $x_{lim}$ , como ilustra la figura 7.11. En la práctica, el hormigón presenta cierta resistencia a tracción, sin embargo, en función de la simplificación realizada inicialmente en la curva tensión-deformación, no se considera esta contribución. Cabe señalar que en la zona 2 la tensión normal máxima en la sección transversal permanece por debajo de la tensión característica de plastificación  $f_c$  del hormigón de modo que el material mantiene un comportamiento elástico-lineal.

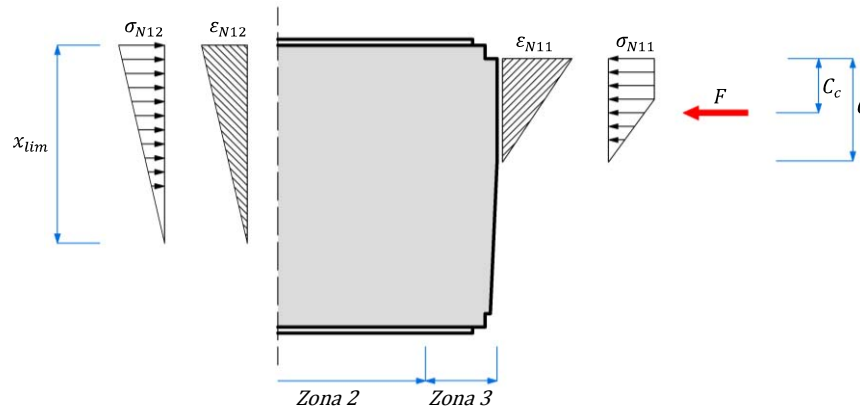


Figura 7.11 – Tensiones y deformaciones en la zona 2

Aplicando dicha relación, así como el equilibrio de fuerzas y momento, se puede derivar la función 7.7 que da el campo de tensiones de la zona 2 para  $x \leq x_{lim}$ . Esta función es válida para cualquier sección transversal localizada en un cierto valor de  $y$  medido a partir del origen del sistema de coordenadas que satisface la inecuación 7.8.

$$\varepsilon(x, y) = \frac{4 \cdot F^2}{3 \cdot E \cdot e \cdot (B \cdot F - 2 \cdot M(y))^2} \left( B \cdot F - 2 \cdot M(y) - \frac{2 \cdot x}{3} \right) \quad [7.7]$$

$$\frac{B \cdot F}{6} \leq M(y) \leq \frac{2 \cdot F^2}{3 \cdot e \cdot f_c} - \frac{B \cdot F}{2} \quad [7.8]$$

La parte de la izquierda de la inecuación representa el límite calculado en el apartado anterior entre la zona 1 y la zona 2 mientras que la parte de la derecha se refiere al límite entre la zona 2 y la zona 3. Esta última es calculada a través de la sustitución de la deformación plástica  $\varepsilon_c$  en la función 7.7 para el punto de la sección transversal más cercano al de contacto inicial, o sea,  $\varepsilon = \varepsilon_c$  para  $x = 0$ . La longitud del área afectada  $x_{lim}(y)$  para una cierta sección transversal se calcula a través de la función 7.9.

$$x_{lim}(y) = 3 \cdot \left( \frac{B}{2} - \frac{M(y)}{F} \right) \quad [7.9]$$

### 7.6.1.3. Zona 3

Si las inecuaciones 7.6 y 7.8 no son atendidas, la tensión normal máxima en la sección transversal alcanza el límite de plasticidad  $f_c$  del hormigón, lo que caracteriza la zona 3. En la figura 7.12 puede apreciarse una distribución típica de tensiones y deformaciones en esta zona.

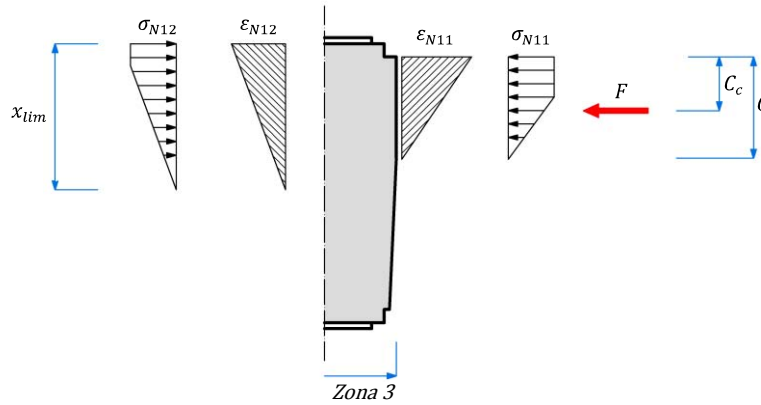


Figura 7.12 – Tensiones y deformaciones en la Zona 3

En ella, se observa que parte de la sección transversal presenta un comportamiento plástico de forma que el problema ya no puede ser resuelto únicamente con la formulación elástico-lineal. En este contexto, se emplea la curva tensión-deformación bilineal mostrada en la figura 7.9. Aplicando equilibrio de fuerzas y momentos se deduce la función 7.10 que da la máxima deformación  $\varepsilon_{N12}(y)$  en la sección transversal definida por una coordenada  $y$ . El campo de deformaciones en la zona 3 es representado por la función 7.11. En este caso, la longitud del área afectada  $x_{lim}$  para cada sección transversal es representada por la función 7.12.

$$\varepsilon_{N12}(y) = \frac{\varepsilon_c}{2} \cdot \left[ 1 - \frac{\sqrt{3}}{3} \frac{F}{\sqrt{f_c \cdot e \cdot (B \cdot F - 2 \cdot M(y)) - F^2}} \right] \quad [7.10]$$

$$\varepsilon(x, y) = \varepsilon_{N12}(y) \cdot \left[ 1 - \frac{f_c \cdot e \cdot (2 - \varepsilon_c / \varepsilon_{N12}(y))}{2 \cdot F} \cdot x \right] \quad [7.11]$$

$$x_{lim}(y) = \frac{2 \cdot F}{f_c \cdot e \cdot (2 - \varepsilon_c / \varepsilon_{N12}(y))} \quad [7.12]$$

De acuerdo con el modelo analítico propuesto, el campo de deformaciones queda definido por las funciones 7.5, 7.8 y 7.11, cada cual aplicado a una zona específica del segmento. Cabe señalar que todas estas funciones están de alguna forma relacionadas con el diagrama de momento  $M(y)$ . Por lo tanto, la aplicación del modelo queda pendiente de la definición de este diagrama a lo largo de la longitud circunferencial de la dovela. Para ello, se propone la aproximación descrita en el apartado siguiente.

### 7.6.2. Diagrama de momento

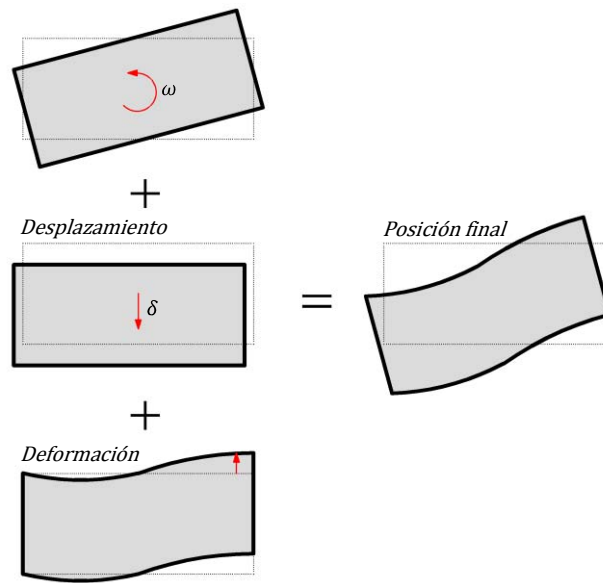
Por la propia naturaleza del contacto imperfecto, la carga total es siempre excéntrica generando un momento en junta y así deformando la dovela lateralmente. En respuesta, el confinamiento introduce fuerzas que afectan el momento aplicado a cada sección transversal hasta que se alcanza una condición de equilibrio. En este contexto, el confinamiento distribuido a lo largo de la longitud circunferencial de la dovela es el principal responsable por la variación del diagrama de momentos.

Además del momento que actúa sobre la junta y la carga total aplicada, también es importante considerar los otros factores que afectan dicho diagrama como, por ejemplo, el coeficiente de rigidez y la distribución del confinamiento. Una vez se hayan fijado todos estos parámetros, la posición final deformada del segmento permite determinar la fuerza introducida por el confinamiento y, por consiguiente, el diagrama

de momento. Para ello, se emplea la ecuación 7.13 que da la variación lateral de posición de la dovela con respecto a la condición inicial.

$$P_y(y') = \delta + \left(y' - \frac{L}{2}\right) \cdot \omega + \frac{\varphi}{k_l} \cdot \int \int \frac{\varepsilon(0,y') - \varepsilon(x_{lim},y')}{x_{lim}} \cdot dy \quad [7.13]$$

Como se evidencia en la *figura 7.13*, tal posición es fruto de dos posibles movimientos de cuerpo rígido: un desplazamiento lateral  $\delta$  y un giro  $\omega$  alrededor del centro de gravedad del segmento. Hay que tener en cuenta que ambos movimientos no son aplicados a cuerpos perfectamente rígidos. De hecho, la propia deformación de la dovela puede afectar considerablemente su posición final. En el caso de un confinamiento lateral muy elevado, el orden de magnitud de los movimientos producidos por el desplazamiento y por el giro se acerca al producido para la deformación del segmento, la cual debe ser considerada en el análisis.



*Figura 7.13 – Posición final del segmento*

Al contrario, para un bajo confinamiento lateral, el movimiento producido por el giro y por el desplazamiento es mucho mayor que el producido por la deformación del segmento. En este caso, el cálculo de la deformada puede ser desconsiderado sin comprometer la representatividad de los resultados lo que lleva a una estimación más sencilla del diagrama de momento. Esta simplificación no es factible para el rango de coeficiente de confinamiento lateral considerado en el presente estudio que, para una buena ejemplificación del procedimiento de cálculo propuesto, requiere la estimación de la deformación lateral de la dovela.

La principal causa de la deformación lateral es la carga normal y el momento impuesto a la junta en la situación de contacto imperfecto. Estos elementos generan una deflexión angular  $\varnothing$  de cada sección transversal infinitesimal  $dy$ . Como puede apreciarse en la figura 7.14, se supone que esta deflexión es aproximadamente igual a la diferencia entre las deformaciones en los límites del área que recibe tensiones dividida por la longitud  $x_{lim}$  de esta área.

Integrando la deflexión angular  $\varnothing$  de la sección transversal una primera vez resulta en la deflexión angular acumulada de todo el segmento. Ésta puede ser integrada nuevamente para dar la tendencia de deformación lateral del segmento la cual se supone directamente proporcional a la deformación real de la dovela. Como se puede abstraer de la última parte de la ecuación 7.13, esta deformación se estima sencillamente multiplicando la curva obtenida por un factor dado por la división del coeficiente de confinamiento lateral  $k_l$  y el coeficiente  $\varphi$  que tiene en cuenta la distribución del confinamiento.



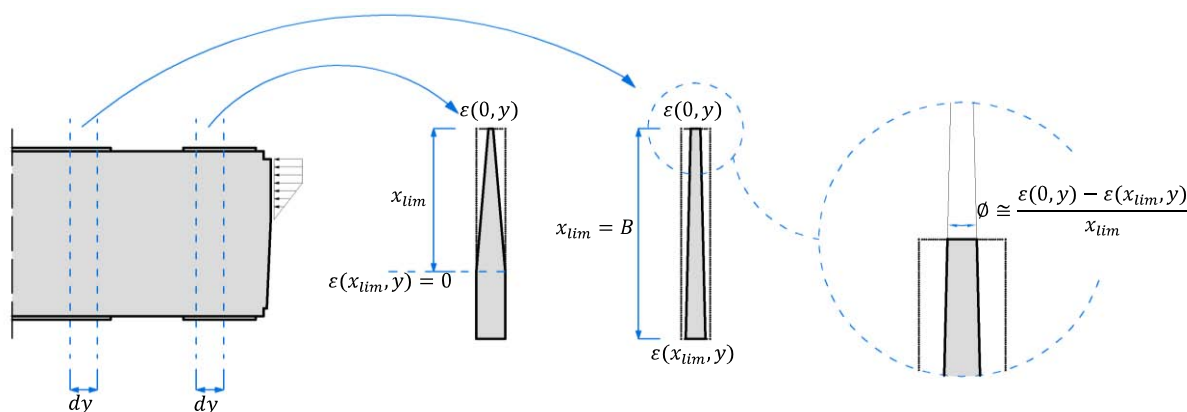


Figura 7.14 – Deflexión angular en una sección transversal

La primera y la segunda parte de la ecuación 7.13 dan el movimiento lateral de la dovela debido al desplazamiento y al giro. El valor absoluto de ambos movimientos se determina aplicando equilibrio global de momentos y de fuerzas perpendiculares al eje y teniendo en cuenta la forma deformada de la dovela, si necesario. El diagrama de momento se calcula a través de la ecuación 7.14 con  $M_0$  igual al momento creado por la carga excéntrica aplicada a la junta y siendo  $y'$  una variable auxiliar que recorre la distancia entre el origen del sistema de coordenadas y el punto donde se encuentra la sección transversal analizada.

$$M(y) = M_0 + k_l \cdot \int_0^y P_y(y') \cdot (y - y') \cdot dy' \quad [7.14]$$

### 7.6.3. Procedimiento de cálculo iterativo

En vista de las ecuaciones presentadas con anterioridad, queda evidente que, en los casos con elevado confinamiento, la determinación del campo de tensiones depende del diagrama de momento. Sin embargo, para estimar este diagrama se debe conocer a priori el campo de tensiones. Este tipo de relación de interdependencia entre variable asociado a las características de la formulación propuesta generalmente requiere el uso de cálculos interactivos como el que se presenta en este apartado.

De partida se debe reconocer que resolver el problema con contacto imperfecto significa determinar la fuerza total  $F$  y el momento  $M_0$  aplicado a la junta que producen una deformación del segmento compatible con la condición geométrica inicial impuesta por las imperfecciones. Por tanto, en un buen procedimiento iterativo se puede fijar uno de estos parámetros mientras que el restante varía hasta satisfacer las ecuaciones desarrolladas. A fin de asegurar una convergencia más rápida, se elige el momento  $M_0$  en la junta como la variable a ser fijada mientras se varía la carga total aplicada a lo largo del procedimiento iterativo. Los diferentes pasos de este procedimiento son mostrados en la figura 7.15.

En ella se observa que, una vez fijado el momento en la junta y suponiendo un valor inicial para la fuerza total, se estima el diagrama de momentos usando la ecuación 7.14. En la primera iteración, el campo de tensiones no es conocido de modo que la deformación del segmento no se considera en el análisis que tiene en cuenta solamente los movimientos del segmento como cuerpo rígido. Con ello, se obtiene una buena aproximación inicial del diagrama de momentos, el cual se aplica a las ecuaciones 7.5, 7.8 y 7.11 deducidas para el cálculo del campo de deformaciones. La imperfección de contacto equivalente se calcula a través de la ecuación 7.4 en la cual se introduce el campo de tensiones obtenido con anterioridad.

En realidad, la imperfección calculada en esta fase del procedimiento de cálculo iterativo representa la suma de las tangentes formadas por las superficies de las dovelas. Luego, se compara esta suma con la imperfección real definida como parámetro de partida. Si el valor estimado no coincide con el valor real, se calcula nuevamente la fuerza total asumida inicialmente. Para ello, se cambia únicamente la fuerza total usada en el cálculo del campo de deformaciones hasta que la imperfección calculada en la ecuación 7.4 iguale aproximadamente la imperfección de contacto real (suma de las tangentes definidas como condición inicial del modelo).

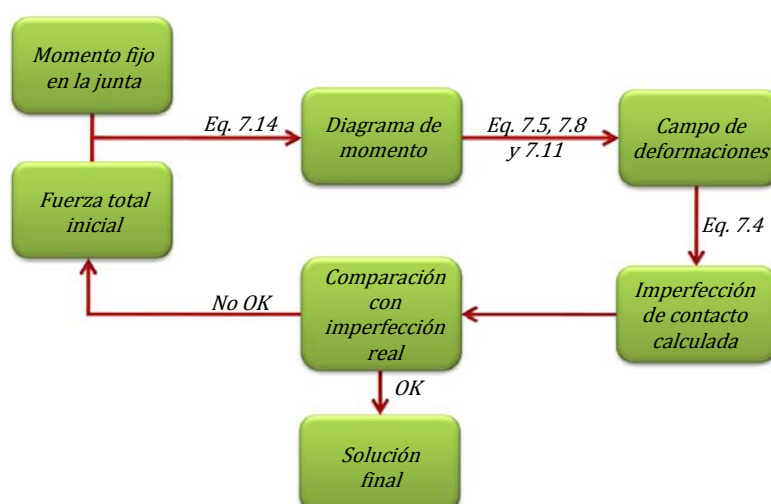


Figura 7.15 – Detalle del procedimiento iterativo de cálculo

Posteriormente, la nueva fuerza total estimada y el mismo momento en la junta fijado inicialmente son usados en un segundo cálculo iterativo que empieza por la estimación del diagrama de momento. Sin embargo, de esta vez y en las iteraciones siguientes, además del movimiento como cuerpo rígido, el campo de tensiones resultante de la interacción anterior puede ser usado en la ecuación 7.14 para estimar el momento debido a la deformación de la dovela. El procedimiento iterativo sigue con la determinación del nuevo campo de tensiones y de la nueva imperfección calculada, la cual se compara nuevamente con la imperfección real. El mismo procedimiento se repite hasta que estos valores se acerquen suficientemente. Por lo general, tres o cuatro iteraciones son suficientes para obtener resultados aceptables.

### 7.7. Comparación entre MEF con elementos de contacto y con elementos de interface

La comparación de los MEF con distintos elementos en las juntas se hace mediante la evaluación del desplazamiento normal paralelo al eje  $y$  y para cada nodo localizado en la junta. Este desplazamiento así como el sistema de coordenadas adoptados vienen definidos en la figura 7.16. Observe que el origen del sistema de coordenadas coincide con el punto en el cual hay el contacto inicial entre las dovelas.

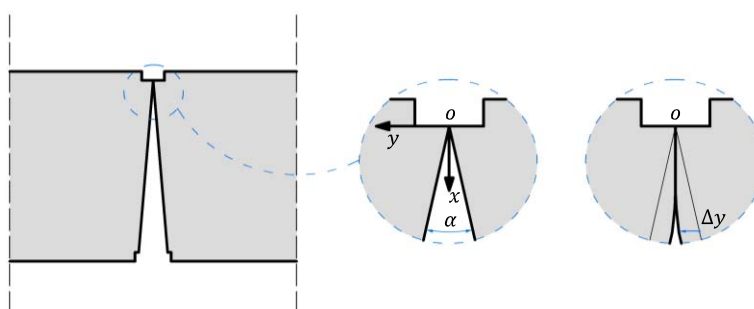


Figura 7.16 – Desplazamiento normal para cada nodo de la junta

En total, se evalúan dos valores de coeficiente de confinamiento lateral:  $10^7$  y  $10^2 \text{ N/mm}^3$ . Aparte, se proponen modelos con imperfecciones de contacto igual a  $0,2^\circ$  y  $0,4^\circ$ . Las propiedades de los materiales empleados se resumen en la tabla 7.1. En ella se puede apreciarse que las mismas propiedades son usadas para el hormigón y para las condiciones de contorno de todos los análisis realizados. La única diferencia ocurre en algunas propiedades de los elementos usados en la junta para simular las imperfecciones de contacto puesto que los parámetros de entrada no son exactamente los mismos.

Tabla 7.1 – Propiedades de los materiales empleados en los modelos

Modelo	Parte	Propiedad	Valor	Referencia
General	Dovelas	Resistencia característica a compresión (MPa)	50	Código Europeo CEB-FIB 1990; Eurocódigo 2
		Resistencia a compresión media (MPa)	58	
		Resistencia a tracción media (MPa)	4,09	
		Módulo de elasticidad (MPa)	21500	
		Energía de fractura (J/m <sup>2</sup> )	30	
	Confinamiento	Rigidez a compresión (N/mm <sup>3</sup> )	Variable	-
		Rigidez a tracción (MPa)	$\cong 0$	
MEF con elementos de interface	Contacto imperfecto en la junta	Rigidez a compresión (N/mm <sup>3</sup> )	1,00E+10	-
		Tensión límite de tracción (MPa)	$\cong 0$	
MEF con elementos de contacto	Contacto imperfecto en la junta	Profundidad máxima relativa (mm)	75	-
		Distancia relativa de la superficie (mm)	1,00E-03	
		Tensión límite de tracción (MPa)	$\cong 0$	
		Coefficiente de rozamiento (-)	0,5	

Los resultados de los modelos con elementos interface y con mallas compuestas por elementos de 35 mm y 70 mm son dados en la figura 7.17, para un coeficiente de confinamiento lateral igual a  $10^2 \text{ N/mm}^2$ , y en la figura 7.18, para coeficiente de confinamiento lateral igual a  $10^7 \text{ N/mm}^2$ . Los gráficos de la izquierda corresponden a modelos con deficiencia de contacto caracterizada por un ángulo de  $0,2^\circ$  mientras que los gráficos de la derecha conciernen modelos con deficiencia de contacto equivalente al ángulo de  $0,4^\circ$ . Son mostrados los resultados de los pasos de carga 10, 20 y 30 que representan un desplazamiento relativo total y simétrico de 4, 8 y 12 mm, respectivamente.

En estas figuras se verifica que las curvas para el desplazamiento normal de la junta pueden ser divididas en dos partes en función de la situación de contacto. La primera parte, localizada entre el origen del sistema de coordenadas y un punto de transición, refleja la longitud  $C$  de la junta donde efectivamente hay contacto. Los puntos dentro de esta franja presentan un desplazamiento hasta que la distancia que inicialmente separa las superficies se reduce a cero.

Cuanto esto ocurre, los puntos no pueden desplazarse más debido a la restricción impuesta por el punto equivalente en las superficies del otro elemento. Por ello, la forma de la primera parte de la curva es lineal reflejando, independientemente de la carga aplicada, la distancia normal a que inicialmente separaba la superficie los segmentos al principio del análisis.

Al contrario, la segunda parte de la curva, comprendiendo los puntos a partir del punto de transición, representa el desplazamiento natural de la junta donde todavía no hay contacto. Aunque esta segunda parte presenta una ligera curvatura, su pendiente media es considerablemente menor que la observada en la primera parte de la curva. Como era esperado, en todos los casos el punto de transición se aleja del origen del sistema de coordenadas conforme cargas más elevadas son aplicadas y el contacto entre superficies se distribuye.

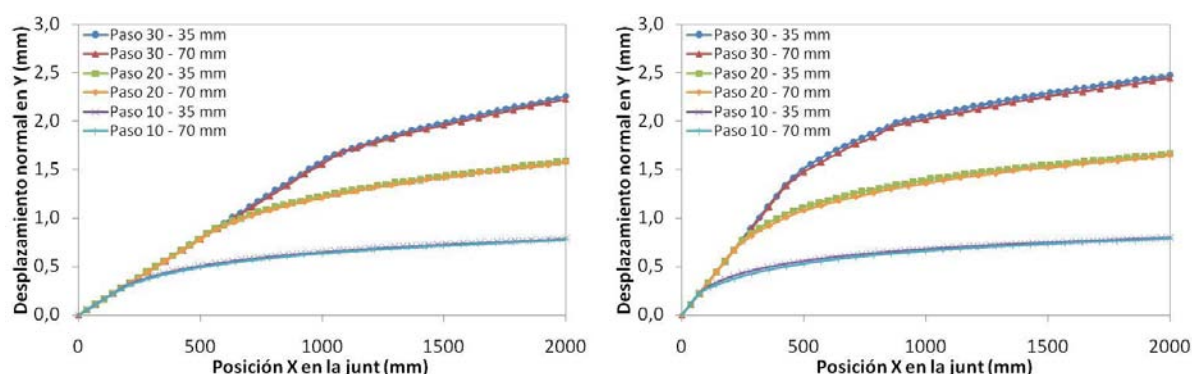


Figura 7.17 – Modelos con diferentes dimensiones de malla y coeficiente de confinamiento lateral igual a  $10^2 \text{ N/mm}^2$ : a) imperfección de contacto de  $0,2^\circ$  e b) imperfección de contacto de  $0,4^\circ$

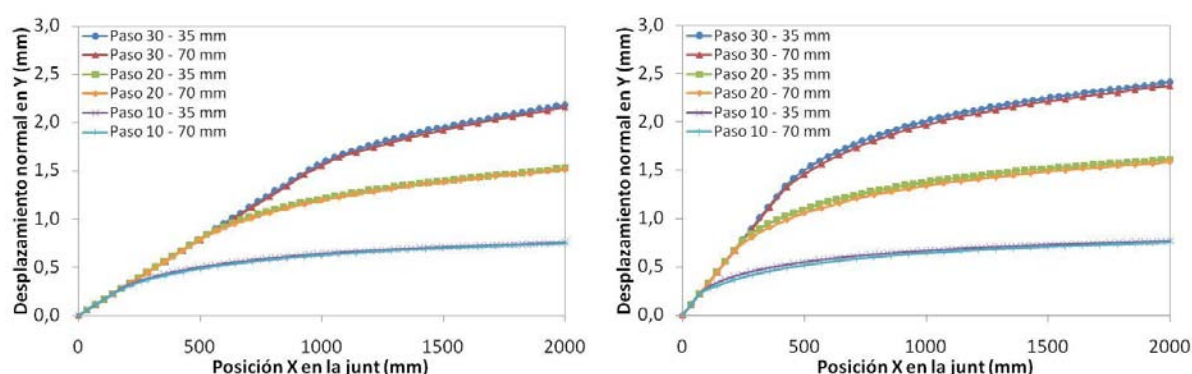


Figura 7.18 – Modelos con diferentes dimensiones de malla y coeficiente de confinamiento lateral igual a  $10^7 \text{ N/mm}^2$ : a) imperfección de contacto de  $0,2^\circ$  e b) imperfección de contacto de  $0,4^\circ$

Aparte, la posición del punto de transición en el eje  $x$  para el mismo paso de carga es considerablemente mayor en los modelos con imperfección de contacto equivalente a  $0,2^\circ$  cuando comparados a los modelos con  $0,4^\circ$ . Este resultado es coherente puesto que, en teoría, menores imperfecciones de contacto son reducidas más rápidamente por la deformación normal del segmento, permitiendo que el contacto se distribuya más.

El análisis de los gráficos también muestra que no hay diferencia significativa entre el comportamiento medido para modelos con malla compuesta por elementos de 35 mm y de 70 mm. Esta constatación se mantiene independientemente del paso de carga, de la imperfección simulada y del nivel de confinamiento lateral impuesto. Ello refuerza la posibilidad de usar una malla compuesta por elementos más grandes para reducir el tiempo gasto en los cálculos sin comprometer los resultados obtenidos.

Por otro lado, el desplazamiento paralelo al eje  $y$  medido en juntas con elementos de contacto y con elementos de interface se comparan en la figura 7.19 y en la figura 7.20 para modelos con coeficientes de confinamiento lateral de  $10^2 \text{ N/mm}^2$  y  $10^7 \text{ N/mm}^2$ , respectivamente. Los gráficos presentan resultados de análisis con las mismas imperfecciones de contacto usadas anteriormente, es decir,  $0,2^\circ$  y  $0,4^\circ$ .

La curva obtenida en modelos con elementos de contacto también puede ser dividida en dos partes, cada cual con características idénticas a las descritas para los modelos con elementos de interface. De hecho, se verifica que las curvas correspondientes a modelos con elementos de interface y con elementos de contacto prácticamente coinciden independientemente del paso de carga, de la magnitud de la imperfección de contacto y del coeficiente de confinamiento lateral simulado.

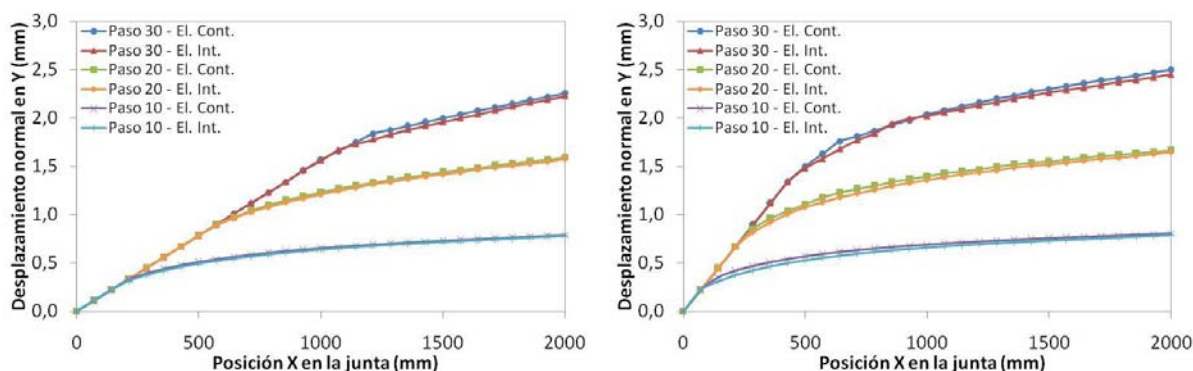


Figura 7.19 – Modelos con elementos de contacto (Cont) y con elementos de interface (Int) para coeficiente de confinamiento lateral igual a  $10^2 \text{ N/mm}^2$ : a) imperfección de contacto de  $0,2^\circ$  e b) imperfección de contacto de  $0,4^\circ$

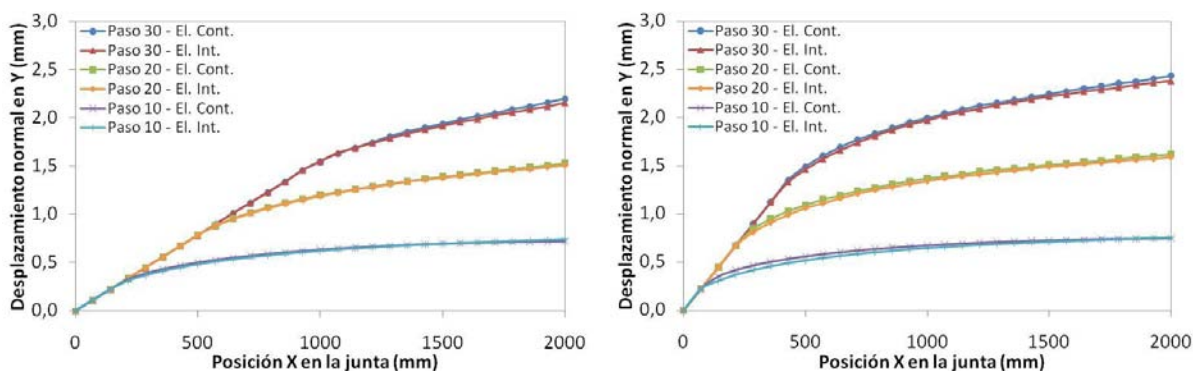


Figura 7.20 – Modelos con elementos de contacto (Cont) y con elementos de interface (Int) para coeficiente de confinamiento lateral igual a  $10^7 \text{ N/mm}^2$ : a) imperfección de contacto de  $0,2^\circ$  e b) imperfección de contacto de  $0,4^\circ$

Estos resultados ponen de manifiesto la posibilidad de emplear los elementos de interface en vez los elementos de contacto en las simulaciones numéricas sin que ello afecte a la respuesta estructural medida. Asimismo esta sustitución presenta otras ventajas como la mayor estabilidad y la reducción del tiempo de análisis

## 7.8. Comparación entre modelo analítico y MEF con elementos de interface

En base a los resultados presentados en el apartado anterior, se realiza la comparación entre el modelo analítico (MA) propuesto y el MEF con elementos de interface. En este sentido, modelos fueron propuestos con coeficiente de confinamiento lateral igual a  $10^2$ ,  $10^5$ ,  $10^6$  y  $10^{10} \text{ N/mm}^3$ . Las propiedades de los materiales aplicadas al modelo analítico y en el MEF en cuestión son listadas en la tabla 7.1. Cabe señalar que el coeficiente  $\varphi$  usado en el modelo analítico es igual a 100 para todos los análisis realizados, independientemente del coeficiente de confinamiento lateral y de la imperfección de contacto simulada. A fin de obtener curvas más detalladas, se empleó el MEF con una malla compuesta por elementos de 35 mm de canto.

Para cada caso, se determinó la longitud  $C$  que define el límite del área de la junta donde el contacto es efectivo (Véase figura 7.8) en función de la carga total aplicada a las dovelas. La relación entre estos parámetros medida para el MEF y el modelo analítico está graficada en la figura 7.21, para un confinamiento lateral de  $10^2 \text{ N/mm}^2$  y  $10^5 \text{ N/mm}^2$ , y en la figura 7.22, para un confinamiento lateral de  $10^5 \text{ N/mm}^2$  y  $10^{10} \text{ N/mm}^2$ . Las curvas mostradas en cada gráfico fueron obtenidas para deficiencias de contacto equivalentes a los ángulos de  $0,1^\circ$ ,  $0,2^\circ$  y  $0,3^\circ$ .



Todos los gráficos muestran que para producir un aumento de la longitud de contacto  $C$  se debe aumentar la carga total aplicada a los segmentos. También se observa que modelos con mayores imperfecciones de contacto requieren la aplicación de una carga más elevada para alcanzar la misma longitud de contacto  $C$ . Ambas constataciones son justificadas por el hecho de que mayores deformaciones implican en un mayor grado de absorción de energía por la estructura lo que se traduce en la aplicación adicional de carga. Aparte, parece evidente que la relación entre la fuerza total aplicada y la longitud de contacto  $C$  es prácticamente lineal para los modelos analizados.

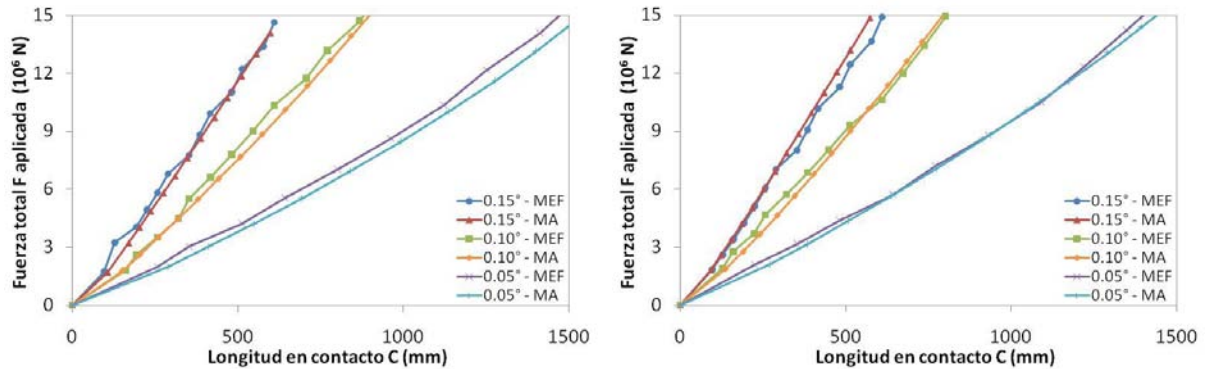


Figura 7.21 – Comparación entre longitud de contacto y fuerza total aplicada para modelo analítico (AA) y MEF con elementos de interface para coeficiente de confinamiento lateral de: a)  $10^2 \text{ N/mm}^2$ ; b)  $10^5 \text{ N/mm}^2$

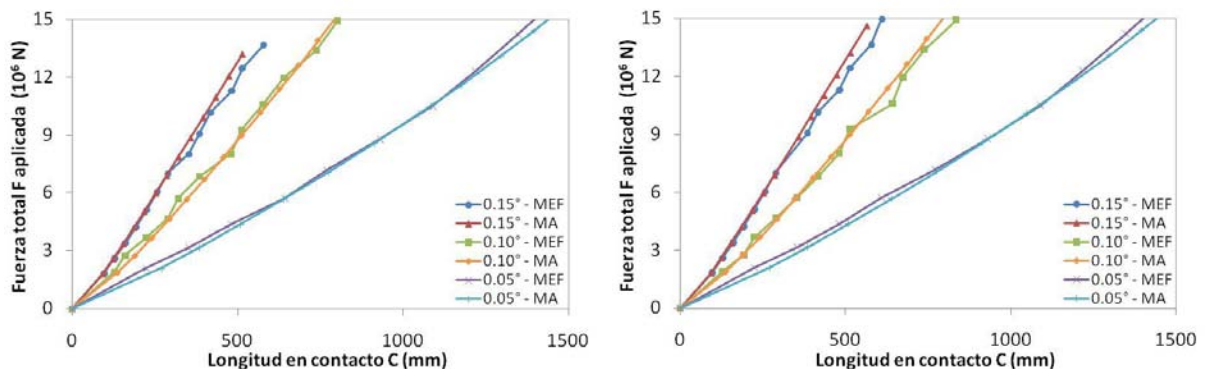


Figura 7.22 – Comparación entre longitud de contacto y fuerza total aplicada para modelo analítico (AA) y MEF con elementos de interface para coeficiente de confinamiento lateral de: a)  $10^7 \text{ N/mm}^2$ ; b)  $10^{10} \text{ N/mm}^2$

Los resultados obtenidos con el modelo analítico están muy cerca del calculado con el MEF para todas las magnitudes de imperfecciones de contacto simuladas. La proximidad de los resultados se mantiene incluso para elevados valores de fuerza total cuando ya hay no-linealidades materiales en un área importante de la junta. Ello indica, por un lado, que el modelo analítico representa adecuadamente los fenómenos descritos por los modelos numéricos más elaborados, siendo especialmente útil en el análisis de modelos más sencillos. Por otro lado, ello refuerza la hipótesis de que el MEF con elementos de interface puede ser empleado a los análisis de imperfecciones de contacto entre las dovelas llevando a resultados bastante coherentes.

## 7.9. Conclusiones

Las características de los problemas de apoyo entre segmentos con imperfecciones de contacto dificultan considerablemente estudios prácticos mediante campañas experimentales realizadas en laboratorio. Frente a estas dificultades, se recomienda la realización de análisis con modelos de elementos finitos, en

los cuales, siempre que posible, las deficiencias de contacto deben ser simuladas con elementos de contacto. No obstante, por su formulación compleja, estos elementos no están presentes en un número bastante reducido de programas de análisis estructural.

A fin de contornar esta ausencia y para permitir el estudio de situaciones en las que la aplicación de dichos elementos no es posible o viable, se propone el uso de elementos de interface. La simulación de las deficiencias de contacto se realiza en este caso a través de la definición de una curva tensión-desplazamiento no lineal con un tramo inicial sin transmisión de tensiones y un tramo final con elevada rigidez que representa la situación de contacto efectivo.

En esta línea, se observó que modelos con elementos de interface con malla compuesta por elementos de 35 mm de canto y con 70 mm de canto presentan los mismos resultados. Aparte, para el rango de imperfecciones de contacto y coeficientes de confinamiento estudiados, ambas mallas mostraran comportamiento prácticamente idéntico al observado en MEF con elementos de contacto. Por ello, el uso de elementos de interface para simular las imperfecciones de contacto es al mismo tiempo factible y recomendable. Éstos presentaron claras ventajas con respecto al tiempo despedido en los cálculos y a la estabilidad del modelo, algo especialmente crítico en los primeros pasos de cargas de los análisis de las imperfecciones de contacto.

Otra alternativa es aplicar modelos analíticos como el propuesto en este trabajo, el cual a través de algunas simplificaciones permite estimar el comportamiento estructural aproximado en casos más sencillos. A pesar de los escasos resultados experimentales disponibles para una mejor contrastación, el modelo analítico corrobora los resultados obtenidos en los MEF con elemento de interface. En base a ello, se emplea estos últimos en los análisis realizados en la secuencia del presente estudio.

## 8. TOLERANCIA DE PROYECTO

### 8.1. Introducción

En interés por las tolerancias de proyecto surgió tras una campaña experimental realizada en la Línea 9 de Barcelona. Las dovelas empleadas en un tramo experimental con sustitución del hormigón armado convencional por un hormigón solamente con fibras presentaron varias fisuras cuyas posibles causas no eran conocidas. En los estudios que se siguieron, fueron encontradas pequeñas imperfecciones en la definición de la forma del anillo universal usado en este caso. Al verificar los planos de otros túneles como los de la Línea 3 de Madrid o de la M30, imperfecciones similares a las primeras también fueron identificadas.

En definitiva, las tolerancias de proyecto son variaciones con respecto a la forma del anillo universal ideal. Dichas variaciones pueden generar un apoyo parcial cuando se ponen en contacto dos dovelas, dando lugar a la aparición de espacios entre las mismas. Lo que todavía no está tan claro es cómo estos espacios se distribuyen a lo largo de la junta y cuál es su valor máximo. Ambos datos son partes fundamentales del estudio sobre las deficiencias de contacto debido a las tolerancias de proyecto, aún sirviendo para evaluar la posible aparición de los daños estructurales en las dovelas.

A diferencia de las tolerancias de fabricación y de colocación, en teoría las aproximaciones de proyecto pueden ser eliminadas una vez se define bien la forma del anillo universal. Por ello, el estudio de esta última y de las deficiencias de contacto generadas por la misma se realiza en separado y no de manera conjunta como en el caso de las demás tolerancias.



### 8.1.1. Objetivos

Frente a su importancia y por la frecuencia con que son encontradas, queda evidente la necesidad de estudiar las aproximaciones de proyecto y las deficiencias de contacto generadas. En este contexto, se definen los siguientes objetivos:

- estudiar la geometría del anillo universal;
- determinar las ecuaciones que describen la superficie de un anillo universal perfecto y evaluar las aproximaciones hechas en la fase de proyecto;
- establecer un modelo matemático para determinar la situación de contacto entre anillos adyacentes;
- verificar los posibles contactos imperfectos para un caso real;
- evaluar algunas situaciones del proceso ejecutivo que pueden dar lugar a estados críticos de tensiones para las dovelas de hormigón y
- proponer alteraciones a fin de reducir o eliminar las tolerancias de proyecto.

### 8.1.2. Organización del estudio

Con objeto de facilitar la lectura y entendimiento del presente capítulo el mismo se estructura en diferentes apartados con distintos objetivos. En el apartado 8.2 se presenta la definición del anillo universal empleado en los túneles. A partir del concepto de anillo universal ideal se definen las ecuaciones que describen la superficie de contacto del mismo para a continuación estudiar algunas propiedades del anillo universal perfecto como la variación de su longitud a lo largo del perímetro y del espesor. En este marco se evalúan las posibles aproximaciones hechas en el formato del anillo universal perfecto. Esas simplificaciones resultan en un formato aproximado del anillo el cual pasa a ser denominado anillo universal real, determinándose la ecuación de las superficies de contacto del anillo y comparándose dicha superficie con la del anillo universal perfecto.

En el apartado 8.3 se diseña un modelo teórico para representar la situación de contacto entre dos superficies con las características del anillo universal. Una vez definido el modelo, se contrastan los resultados medidos en ese con otros métodos para determinación de la situación de contacto final entre dos dovelas.

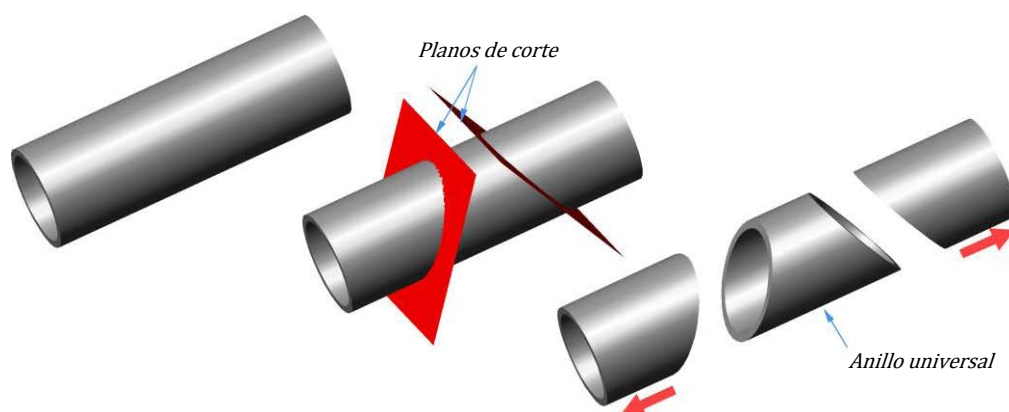
En el apartado 8.4, con objeto de analizar la influencia del número de dovelas, se evalúa la situación de contacto final en función del número de dovelas en que se divide el anillo y de la dimensión definida para la dovela llave. Se identifican formas de reducir los espacios generados en la situación de contacto final.

En el apartado 8.5 se estudia el caso específico de la Línea 9 de Barcelona. Se simula el contacto de las diferentes dovelas y, en base al modelo simplificado propuesto, se determina la situación de contacto final de cada combinación. Por último se proponen algunas variaciones en las características del anillo universal a fin de mejorar el desempeño estructural de las dovelas y disminuir la probabilidad de alcanzar estados críticos de tensiones.

## 8.2. El anillo universal

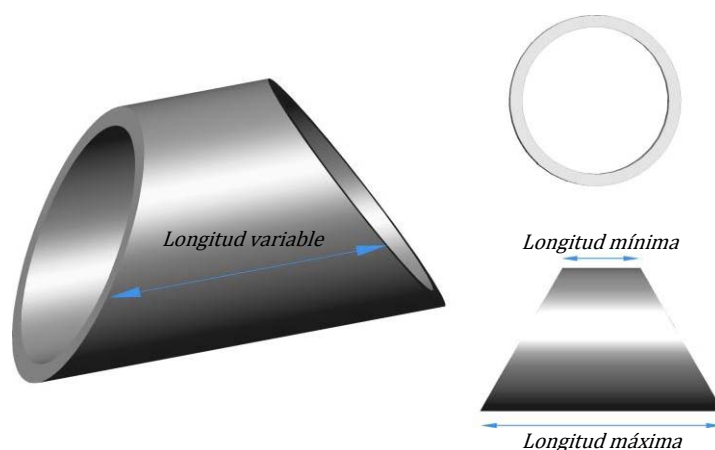
### 8.2.1. Definición

El anillo universal se define a partir de un tubo con un cierto espesor el cual se corta con dos planos inclinados entre sí tal como se muestra en la figura 8.1.



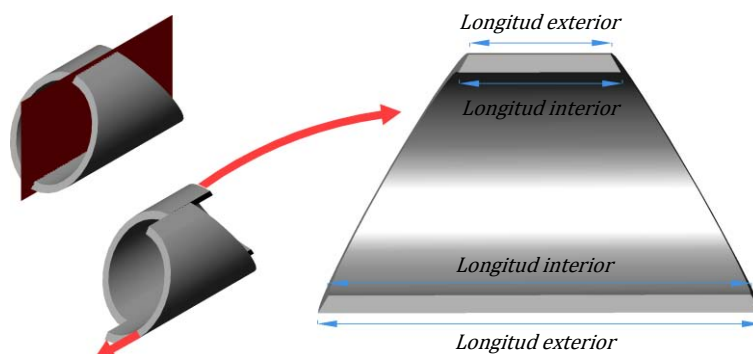
*Figura 8.1 – Definición del anillo universal*

En función del ángulo entre los dos planos de corte, el anillo presenta una longitud variable a lo largo de su perímetro, como se muestra en la figura 8.2. En este caso, la longitud del anillo es mínima en el punto extremo superior y es máxima en el punto extremo inferior.



*Figura 8.2 – Longitud variable a lo largo del perímetro*

La longitud también es variable a lo largo del espesor de la pared del anillo, lo cual es lógico dado que ésta debe acompañar la inclinación dada por el plano de corte. En la figura 8.3 se produce un corte vertical en un anillo universal mostrando con detalle una vista interna de una de las mitades. En este caso, se verifica que la pared superior presenta una longitud exterior menor que la longitud interior.



*Figura 8.3 – Longitud variable a lo largo del espesor*

La principal ventaja de este anillo se basa en su flexibilidad, es decir, con un único formato de anillo se puede describir tanto rectas como curvas con diferentes radios de curvatura. Tal efecto se logra mediante el giro relativo del anillo siguiente con respecto al anillo anterior. Así, para componer un tramo recto se puede, por ejemplo, producir un giro de  $180^\circ$  entre los anillos consecutivos (véase figura 8.4.a). Por otra parte, para describir un tramo curvo se puede emplear un giro relativo de  $0^\circ$  (véase figura 8.4.b).

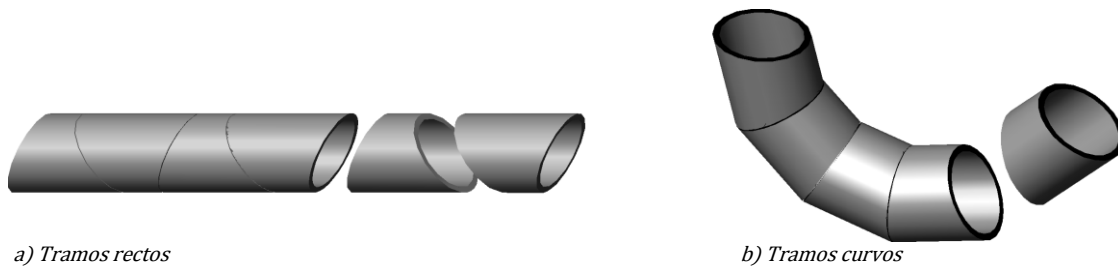


Figura 8.4 – Uso del anillo universal para conformar tramos rectos y curvos

En la teoría, la cantidad de giros relativos que se puede dar a un anillo es infinita. Sin embargo, en la práctica, los posibles giros están limitados por la distribución de los conectores para el encaje de dos anillos, los cuales deben coincidir en posición.

## 8.2.2. Ecuación descriptiva del anillo universal perfecto

### 8.2.2.1. Posición de un punto en la superficie de contacto

A fin de determinar exactamente como es la situación de contacto entre dos anillos, se debe establecer la ecuación descriptiva de la superficie del anillo universal perfecto. Para ello, se considera que la manera más sencilla de abstraer las citadas ecuaciones es emplear la matemática vectorial. En esta, cualquier punto puede ser representado a través de la suma de algunos vectores correspondientes a los ejes estándar definidos.

En consecuencia, parece claro que describir la superficie del anillo universal significa determinar las componentes en los diferentes ejes de cada punto  $P$  contenido en la citada superficie. Para el anillo universal, al tratarse de un elemento tridimensional, se define un sistema compuesto por tres ejes no coincidentes y perpendiculares entre sí. Por convención, estos fueron identificados por las letras  $X$ ,  $Y$  y  $Z$  tal como se muestra en la figura 8.5.

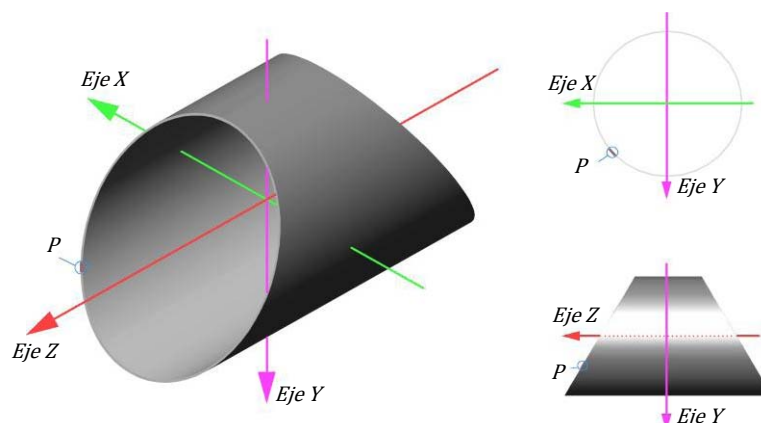


Figura 8.5 – Convención del sistema de coordenadas

Para facilitar la visualización del desarrollo de las ecuaciones, inicialmente se puede tomar como primera hipótesis que la pared del anillo universal es extremadamente delgada de manera que no es necesario considerar su espesor. Se define que el eje  $Z$  del sistema de coordenadas está posicionado sobre el eje

central del tubo y es coincidente. El eje X asume la dirección horizontal perpendicular al eje del cilindro y paralelo a línea de intersección de los dos planos de corte. El eje Y toma la dirección vertical perpendicular a la línea de intersección de los planos de corte, así como el sentido considerado positivo para cada eje además de un punto P localizado en la superficie de contacto.

Para determinar la posición de ese punto P con respecto a los ejes X e Y ( $\vec{P}_x$  y  $\vec{P}_y$ , respectivamente) se define un vector angular contenido en el plano XY con módulo igual al radio del cilindro. Este vector tiene origen coincidente con el del sistema de coordenada presentando un ángulo  $\theta$  con el eje Y, tal como muestra la figura 8.6.

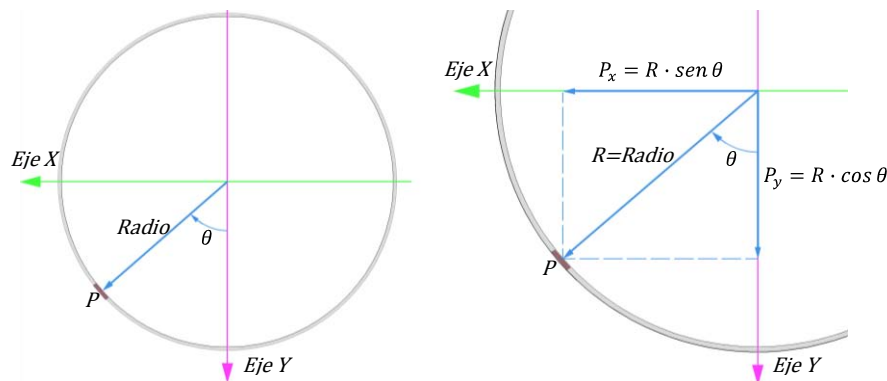


Figura 8.6 - a) Vector angular y b). Determinación de  $P_x$  y  $P_y$

En la misma figura se observa que las componentes del punto P en los ejes X e Y se obtienen fácilmente por una relación de triángulos rectángulos resultando en las dos ecuaciones 8.1 y 8.2, respectivamente. Una vez fijada las coordenadas del punto P con respecto a los ejes X e Y, sólo queda la determinación de la coordenada vectorial en relación al eje Z ( $\vec{P}_z$ ). Sin embargo, esta última depende de algunas características de los planos de corte empleados para obtener el anillo universal. Tales características son: la inclinación  $\theta$  de los planos y la distancia  $L_{med}$  tomada a partir de dos puntos simétricos.

$$\vec{P}_x = R \cdot \text{sen } \theta \cdot \vec{i} \quad [8.1]$$

$$\vec{P}_y = R \cdot \cos \theta \cdot \vec{j} \quad [8.2]$$

Debido al sistema de coordenadas adoptado, parece claro que la distancia simétrica  $L_{med}$  entre los planos es paralela al eje Z y, por consiguiente, no tiene componentes vectoriales en los ejes X e Y. El punto definido para obtener la citada distancia es el origen del sistema de coordenadas. Por otra parte, el eje X no presenta cualquier inclinación con respecto a los planos de corte ya que, por definición, es paralelo a ambos. Consecuentemente, la inclinación de los planos de corte puede ser dada en relación al eje Y tomada a partir del plano XY, o en relación al eje Z a partir del plano XZ. Se ha adoptado la primera opción como muestra la figura 8.7.

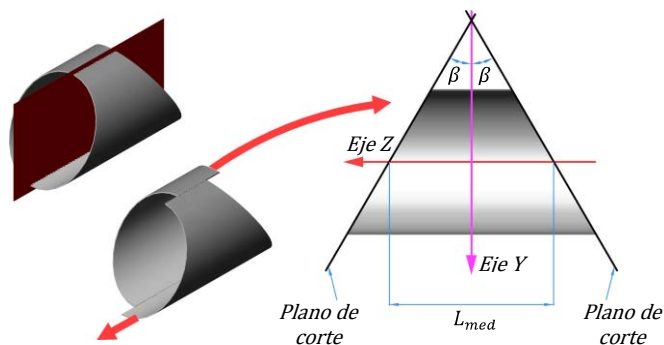


Figura 8.7 - Distancia  $L_{med}$  e inclinación  $\theta$

De esta figura 8.7, se concluye que la distancia  $L_{med}$  definida entre los planos equivale a la longitud media del anillo. A parte, se puede calcular el mínimo radio de curvatura ejecutado con este anillo a través de la ecuación 8.3.

$$RC_{min} = \frac{L_{med}}{2 \cdot \sin \theta} \quad [8.3]$$

En base a los parámetros ya definidos, se puede determinar la coordenada del punto P en relación al eje Z  $\vec{P}_z$  empleando una simple relación de trigonometría elemental. Como se verifica en la figura 8.8, la coordenada  $P_z$  es función del ángulo  $\theta$ , de la distancia  $L_{med}$  y de la coordenada  $P_y$  y viene dada por la ecuación 8.4. En dicha ecuación 8.4 se puede sustituir el módulo determinado en la ecuación 8.2 dando como resultado lo que se muestra abajo.

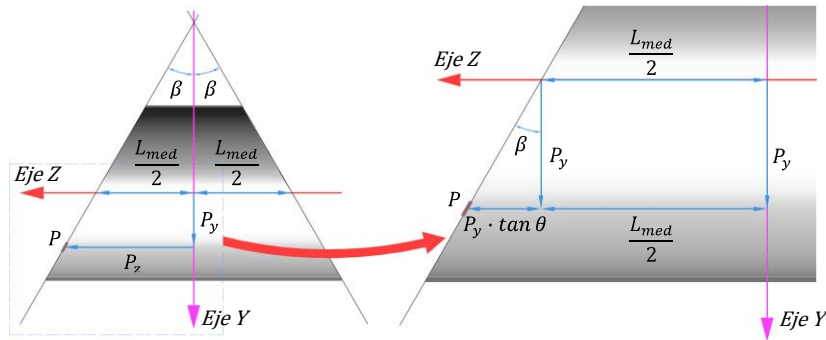


Figura 8.8 – Determinación de  $\vec{P}_z$

La posición del punto P queda definida en el espacio, por la suma vectorial de las componentes mostradas en la ecuación 8.5. En esa se sustituyen los términos equivalentes a las ecuaciones 8.1, 8.2 y 8.4, obteniéndose la ecuación 8.6.

$$\vec{P}_z = \left( P_y \cdot \tan \beta + \frac{L_{med}}{2} \right) \cdot \vec{k} = \left( R \cdot \cos \theta \cdot \tan \beta + \frac{L_{med}}{2} \right) \cdot \vec{k} \quad [8.4]$$

$$\vec{P} = \vec{P}_x + \vec{P}_y + \vec{P}_z \quad [8.5]$$

$$\vec{P}_z = R \cdot \sin \theta \cdot \vec{i} + R \cdot \cos \theta \cdot \vec{j} + \left( R \cdot \cos \theta \cdot \tan \beta + \frac{L_{med}}{2} \right) \cdot \vec{k} \quad [8.6]$$

### 8.2.2.2. Ecuación de la superficie de contacto

Con objeto de definir la ecuación de esa superficie de contacto  $\vec{S}$  hay que extrapolar la ecuación 8.6 desarrollada para todos los puntos contenidos en la superficie de contacto. Para ello se empieza reconociendo que el ángulo  $\theta$  del vector auxiliar puede asumir cualquier valor entre  $0^\circ$  y  $360^\circ$ . A parte de eso y a diferencia de lo que se consideró, el anillo universal presenta paredes con un cierto espesor. Por ello, el radio del vector auxiliar no presenta un único valor sino que puede variar entre lo que es el radio interior  $R_i$  y el radio exterior  $R_e$  del anillo universal. Ambas constataciones se muestran en la figura 8.9.

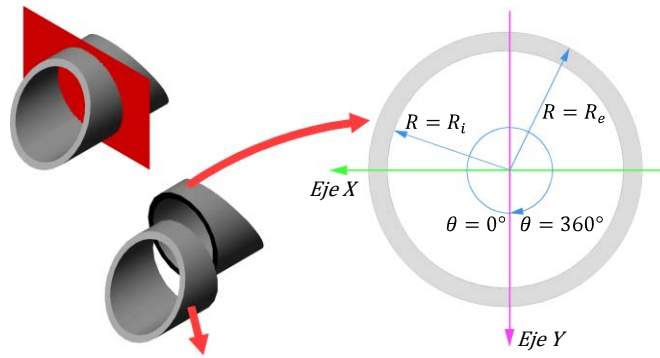


Figura 8.9 – Extrapolación del vector auxiliar

Una vez tenidas en cuenta estas extrapolaciones, la ecuación de la superficie de contacto del anillo universal en función de la ecuación de la posición del punto P queda como muestra la ecuación 8.7.

$$\vec{S} = \vec{P} = R \cdot \sin \theta \cdot \vec{i} + R \cdot \cos \theta \cdot \vec{j} + \left( R \cdot \cos \theta \cdot \tan \beta + \frac{L_{med}}{2} \right) \cdot \vec{k} \quad [8.7]$$

### 8.2.2.3. Variación de la longitud del anillo

Tal como se ha visto, la longitud del anillo universal varía tanto a lo largo de su perímetro como del espesor de la pared. En lo que sigue se estudia mejor esta variación en base a la ecuación 8.7 definida para la superficie de contacto. Al comparar el sistema de coordenadas adoptado con la definición de la longitud del anillo, se concluye que esta última es paralela al eje Z tal como se muestra en la figura 8.10.

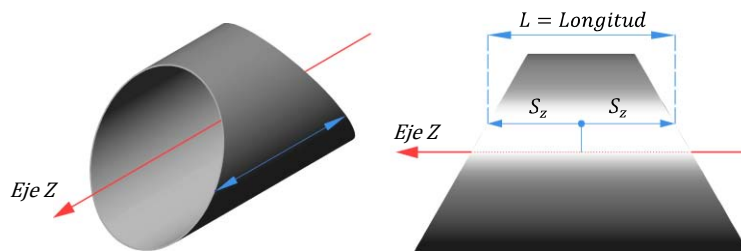


Figura 8.10 – Paralelismo entre la longitud y el eje Z

Teniendo en cuenta que el origen está posicionado en el centro del anillo, se deduce que la longitud debe ser igual a la componente en el eje Z de la ecuación de la superficie  $\vec{S}_z$  multiplicada por dos; lo cual se refleja en la última parte de la ecuación 8.7. Así pues, la ecuación de la longitud del anillo universal perfecto viene dada por la ecuación 8.8.

$$L = 2 \cdot S_z = 2 \cdot \left( R \cdot \cos \theta \cdot \tan \beta + \frac{L_{med}}{2} \right) \quad [8.8]$$

Una vez que el valor de  $L_{med}$  y  $\beta$  vienen definidos por los planos de corte, se constata que la longitud depende únicamente de  $R$  y  $\theta$ . Por un lado, la relación con la variable  $R$  es lineal y refleja la variación de la longitud a lo largo del espesor de la pared del anillo. Por otro lado, la relación con la variable  $\theta$  sigue la ley del coseno y refleja la variación de la longitud a lo largo del perímetro del anillo. Para que se tenga una idea de cómo varía la longitud a lo largo del perímetro del anillo, se desarrolla un anillo universal perfecto en planta considerando  $R = 5650 \text{ mm}$ ,  $\beta = 0,2578^\circ$  y  $L_{med} = 1800 \text{ mm}$ . En el eje de abscisas se tiene el ángulo del vector auxiliar  $\theta$  mientras que en el eje de ordenadas se pone la longitud del anillo, el resultado se muestra en la figura 8.11.

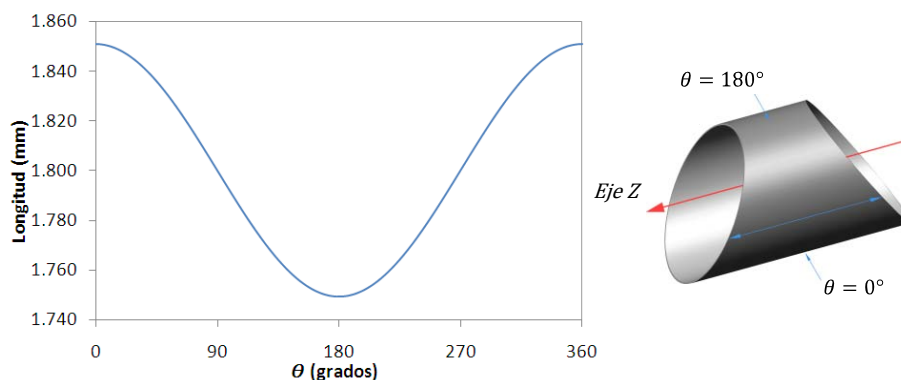


Figura 8.11 - Longitud del anillo universal perfecto

La longitud máxima encontrada es de 1851 mm y corresponde a  $\theta = 180^\circ$ , mientras que la longitud mínima es de 1749 mm para  $\theta = 0^\circ$ . Por consiguiente, se comprueba que la variación de longitud en el caso propuesto puede llegar hasta aproximadamente 100 mm, es decir, un 5,7% de la longitud media. Se trata de una variación considerable y muy similar a lo que se suele encontrar en los proyectos con anillos universal.

### 8.2.3. Aproximaciones en el formato del anillo

Según indican las ecuaciones desarrolladas en el apartado anterior, el anillo universal presenta un formato peculiar que sigue las leyes del seno y del coseno. La reproducción de tales características en situaciones de obras puede resultar bastante complicada y, al mismo tiempo, con altos costes, por lo que conviene hacer algunas simplificaciones en el formato del anillo universal perfecto. A continuación se presentan las posibles simplificaciones con sus justificaciones y consecuencias.

#### 8.2.3.1. División del anillo en dovelas

El anillo universal dibujado hasta el momento es una pieza entera sin ningún tipo de junta. Aunque desde un punto de vista de la prefabricación es factible producir este anillo, las limitaciones en cuanto al transporte y la colocación del mismo en el túnel no lo permiten.

Por ello, se divide la estructura completa en piezas menores o dovelas que son transportadas y llevadas al interior del túnel con más facilidad. Ello implica una nueva fase del proceso ejecutivo, el montaje de las dovelas para componer un anillo. Adicionalmente, se diseñan elementos para la conexión entre las dovelas vecinas del mismo anillo como los pernos, los bulones y el sistema leva y molde. Cabe señalar que, una vez hecha, la división del anillo en dovelas no supone alteración con respecto a la superficie de contacto del anillo perfecto.

#### El formato tubular del anillo

El anillo universal presenta un formato tubular en el plano XY (véase figura 8.9), algo que se mantiene a lo largo de prácticamente toda su longitud. Aunque no sea posible reproducir este formato a la perfección, los moldes empleados permiten acercarse bastante a ello. Así pues, en los proyectos se especifica directamente el radio interior y el radio exterior indicando un formato circular concéntrico. Posteriormente se identifica que, salvo pequeñas imprecisiones, no hay simplificación en cuanto a la reproducción del anillo en el plano XY.

#### La variación de la longitud

Por otra parte, si bien posible, en la práctica no es tan sencilla la reproducción de la variación de longitud del anillo principalmente a lo largo de su perímetro. Ante eso, la totalidad de los proyectos de anillos universales evaluados hasta el momento aplican una misma filosofía para establecer la variación de la

longitud, la cual consiste en definir no un desarrollo continuo y si definir los anchos en unas secciones prefijadas (tres o cinco secciones), tal como puede verse en la figura 8.12 por la dovela A1 de la Línea 9 del Metro de Barcelona. En estos puntos se fija la longitud interior y exterior del anillo.

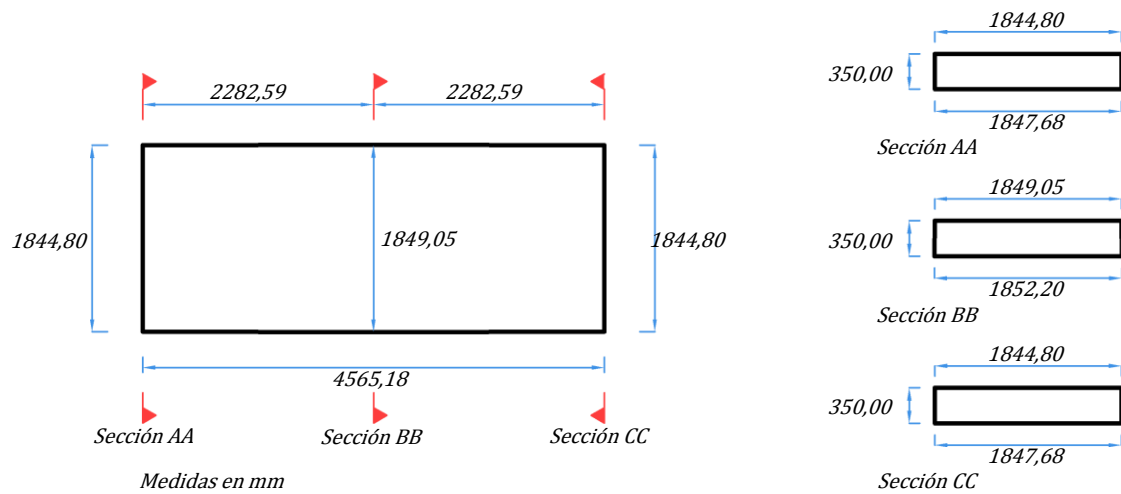


Figura 8.12 – Dovela A1 de la Línea 9 del Metro de Barcelona

A pesar de todo, entre los puntos de control no se define como varía la longitud, por lo que se presupone una variación lineal. A pesar de ser normalmente bastante reducida, tal simplificación afecta la longitud del anillo, la cual deja de coincidir con lo que sería ideal. Por la relación que hay entre la longitud y la componente en el eje Z de la superficie de contacto, esa última también deja de coincidir con la situación ideal. A fin de estudiar con más detalles las consecuencias de esta simplificación, hay que determinar la ecuación de la nueva superficie de contacto generada en el anillo universal.

### 8.2.3.2. Superficie de contacto del anillo real

La superficie de contacto real pasa a depender de la posición de los puntos de control en los que se fija la longitud del anillo universal. Asimismo, la nueva superficie generada depende del valor de la longitud definida para estos puntos. En la figura 8.13 se muestra el ejemplo de un anillo en el cual se ha distribuido 8 puntos de control equidistantes a lo largo del perímetro. Cada punto definido se caracteriza por una longitud fija  $L_n$  y por una posición indicada a través del ángulo  $\theta_n$  tomado desde el eje Y.

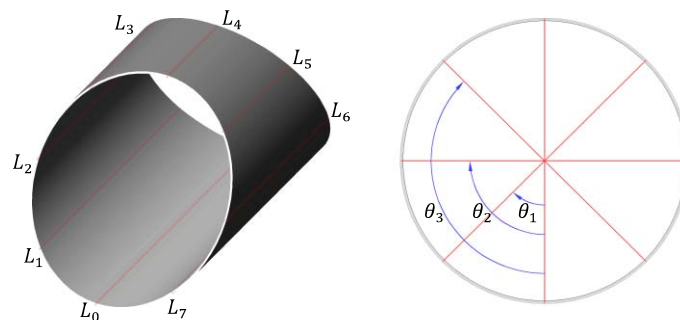


Figura 8.13 – Características de los puntos control

Parece claro que, en este caso, no hay ninguna ley definida para la variación de longitud del anillo en las zonas situadas entre los puntos de control. La única información tenida como cierta es que el anillo presenta una variación de longitud igual a  $L_{n+1} - L_n$  correspondiente al intervalo angular que va desde  $\theta_n$  hasta  $\theta_{n+1}$ .



Como hipótesis a falta de una definición precisa se considera una variación lineal de la longitud entre los dos puntos de control en función del ángulo del vector auxiliar. Esta variación es una tasa constante  $\Delta_n$  que viene dada por la ecuación 8.9. Ante a eso, se abstrae que la longitud  $L$  de un punto situado entre los dos puntos de control consecutivos referentes a  $\theta_n$  y  $\theta_{n+1}$  queda determinado por la ecuación 8.10. Aquí también se emplea el mismo vector auxiliar que tiene un ángulo  $\theta$  con respecto al eje Y.

$$\Delta_n = \frac{L_{n+1} - L_n}{\theta_{n+1} - \theta_n} \quad [8.9]$$

$$L = L_n + \Delta_n \cdot (\theta - \theta_n) \quad [8.10]$$

Para el anillo universal perfecto se ha constatado que la longitud es igual a la componente de la superficie de contacto en el eje Z multiplicado por dos. Lo mismo se mantiene para el anillo universal real. Así, de manera inversa en la ecuación 8.11, se determina la componente en el eje Z de la superficie de contacto  $\vec{S}_z$  a partir de la ecuación 8.10 para la longitud del anillo real.

$$\vec{S}_z = \frac{L}{2} \cdot \vec{k} = \frac{L_n + \Delta_n \cdot (\theta - \theta_n)}{2} \cdot \vec{k} \quad [8.11]$$

Dado que en el plano XY no hay diferencia entre el anillo universal perfecto y el anillo universal real, las componentes de las superficie de contacto en los ejes X e Y son iguales para ambos anillos. Por tanto, la superficie de contacto para el anillo real se queda definida por la suma vectorial de las componentes en los ejes X, Y y Z lo que desarrollado conduce a la ecuación 8.12.

$$\vec{S} = R \cdot \sin \theta \cdot \vec{i} + R \cdot \cos \theta \cdot \vec{j} + \frac{L_n + \Delta_n \cdot (\theta - \theta_n)}{2} \cdot \vec{k} \quad [8.12]$$

### 8.2.3.3. Comparación entre anillo universal perfecto y el anillo universal real

La principal diferencia entre el anillo universal real y el anillo universal perfecto se encuentra en la variación de la longitud. En el presente apartado se evalúa tal diferencia para un anillo con  $R = 5650 \text{ mm}$ ,  $\beta = 0,2578^\circ$  y  $L_{med} = 1800 \text{ mm}$ . Para anillo universal perfecto la longitud viene dada por la ecuación 8.8 mientras que la longitud del anillo universal real la longitud está definida por la ecuación 8.10. El anillo real fue concebido a partir del anillo universal perfecto considerando los puntos de control dados en la figura 8.13. Tal como es usual, en los puntos de control se ha considerado que la longitud del anillo universal real es igual a la longitud del anillo universal perfecto.

En la figura 8.14 se muestra la representación gráfica de la longitud calculada para el anillo universal perfecto y para el anillo universal real, ambos en función del ángulo  $\theta$  del vector auxiliar. En ella puede verse que, de hecho, hay una diferencia entre la longitud de los anillos. Las zonas con mayor diferencia están situadas entre los ángulos  $0^\circ$  y  $45^\circ$ ,  $135^\circ$  y  $225^\circ$ ,  $315^\circ$  y  $360^\circ$ .

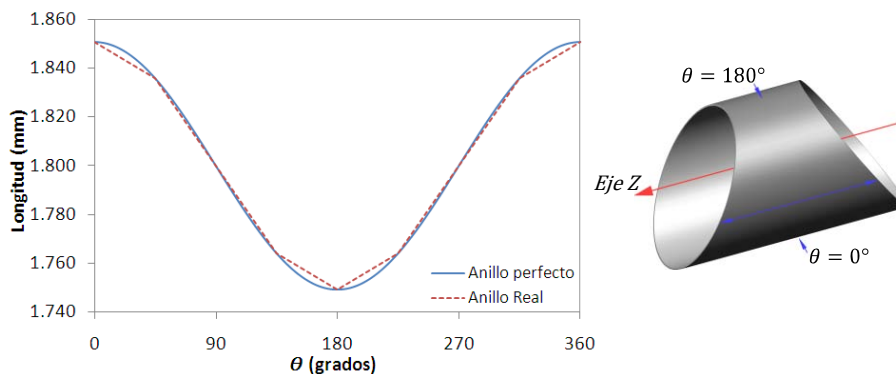


Figura 8.14 – Longitud del anillo perfecto y del anillo real

Para el caso del ejemplo propuesto, la máxima diferencia entre la longitud de ambos anillo es de 3,58 mm. No obstante, cabe destacar que en el ejemplo se han empleado 8 puntos de control distribuidos en el

contorno del anillo. En los proyectos usuales, la cantidad de puntos de control definidos a lo largo de la dovela suele ser superior por lo que la diferencia observada normalmente es inferior a 1,5 mm.

De lo expuesto se observa que, independientemente del número, las variaciones generadas por la simplificación afectan la superficie de contacto. Consecuentemente la propia situación de contacto entre anillos adyacentes deja de ser perfecta. Asimismo, cabe señalar que el apoyo no se realiza entre un anillo real y un anillo perfecto tal como se ha contrastado en el presente apartado. En la práctica, el contacto se hace entre dos anillos reales los cuales presentan una cierta diferencia en relación al anillo perfecto. Incluso es posible que la nueva situación de contacto entre los dos anillo produzca un aumento en la magnitud de los espacios hallados. Por tanto, para prever los efectos de las simplificaciones hechas, hay que determinar cómo es la real situación de contacto entre dos anillos adyacentes.

### 8.3. Modelo para el contacto entre anillos

A partir de la definición del anillo universal perfecto presentada en la figura 8.1, se deduce que todos los puntos de su superficie de contacto están contenidos en un único plano el cual es coincidente con el plano de corte. Al poner en contacto dos anillos, se puede lograr una superposición de estos planos. Tal superposición equivale a una situación de contacto perfecto como muestra la figura 8.15.

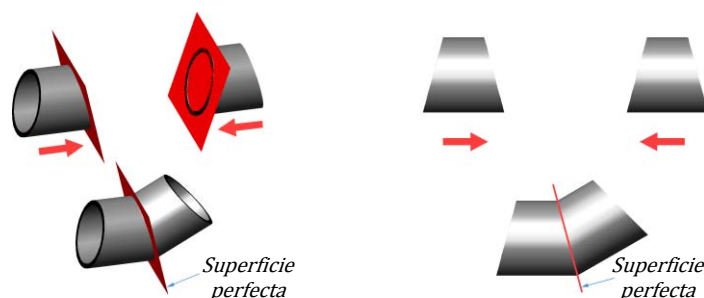


Figura 8.15 – Superposición de la superficie de contacto

Aunque los anillos presenten un giro relativo entre sí, es posible encontrar una situación en la cual hay la superposición de los planos. En este caso hay una pequeña variación en función del hecho de que la superficie de contacto no es exactamente circular sino ligeramente elíptica. De manera exagerada eso se representa en la figura 8.16. En dicha figura, para facilitar la visualización, se dibuja un anillo en color verde y otro en color azul. A la izquierda se muestra una vista en perspectiva mientras que a la derecha se tiene una vista tomada perpendicularmente al plano de contacto.

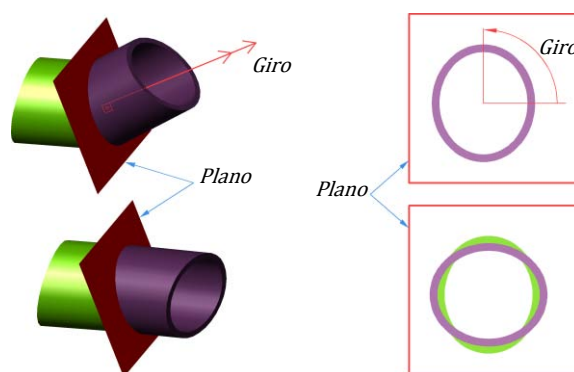


Figura 8.16– Superposición tras el giro

En ella se observa que tras el giro, algunos puntos de la superficie de contacto de un anillo dejan de tener un punto equivalente en el siguiente anillo. No obstante, el contacto se mantiene perfecto para todos los otros puntos que tienen un equivalente en las dos superficies ya que los planos de contacto todavía se

superponen. Dado que ese efecto es muy pequeño por la reducida inclinación del plano de corte, se dice que el contacto es perfecto entre los anillos. Así, se concluye que el apoyo entre dos o más anillos universales con las características ideales, siempre será perfecto independientemente del giro relativo. En el caso del anillo universal real, esto deja de ser verdad una vez que la superficie de contacto no presenta las características ideales.

Para demostrarlo se propone un modelo matemático para determinar la situación de apoyo de dos superficies puestas en contacto. Dicho modelo se podría deducir de manera bastante reducida, empleando directamente la matemática vectorial y algunas derivaciones. Sin embargo, dificultaría en parte la comprensión del significado práctico de cada ecuación. Por tanto, en el presente documento se ha optado por mostrar un desarrollo simplificado buscando dar sentido físico claro a la formulación, en la esperanza de facilitar el entendimiento y el empleo de las ecuaciones desarrolladas.

### 8.3.1. Suposiciones iniciales

La unión entre las dovelas de un mismo anillo universal real no es perfecta y permite una pequeña libertad de movimiento. Cuando las dovelas son empujadas por los gatos de la tuneladora, las mismas se moverían con objeto de lograr la mejor situación de contacto con la superficie del anillo anterior. Para pequeños desplazamientos, las uniones permitirían unos giros diferenciales entre dovelas vecinas del mismo anillo. Con eso, cada dovela logra un contacto más estable con el anillo anterior, lo que significa una disminución de las tensiones localizadas.

Una vez que los giros presentados son pequeños, se admite en el modelo que las dovelas apoyadas logran alcanzar la situación más estable independientemente de las dovelas vecinas. Esta hipótesis se acerca a la realidad y simplifica considerablemente el desarrollo matemático.

En teoría, la cantidad de puntos que existe en las superficies de contacto es infinita; sin embargo, incorporar y verificar la situación para cada punto de la superficie resultaría en una cantidad inmensa de cálculos (lo que se ha hecho en el análisis vectorial con elementos discretos). Aparte, se sabe que la variación de la longitud del anillo universal real a lo largo del espesor es proporcional al radio ya que el borde de la dovela es recto en el espesor. Eso equivale a decir que los puntos de la superficie de contacto referentes a un cierto ángulo del vector auxiliar se encuentran alineados. Consecuentemente, el contacto entre las dos superficies se hace o por el borde interior, o por el borde exterior, o por ambos simultáneamente. Así, en el modelo para determinar la situación de contacto final se emplea únicamente las líneas referentes al borde inferior y el borde exterior de las dovelas. Definida la situación de apoyo a partir de la formulación, se realizó algunas verificaciones por separado tan solo para corroborar esa consideración.

Como hipótesis se considera que el anillo en el cual se va apoyar la dovela ya está una situación estable, esto es, el apoyo de la dovela no genera desplazamiento y giros en las dovelas del anillo anterior que, a vez, ya se encuentran apoyadas. Por otro lado, tanto la superficie de contacto en la que se va a apoyar como la superficie de contacto que servirá de apoyo están referenciadas al mismo sistema de coordenadas con las orígenes coincidentes.

### 8.3.2. Desarrollo del modelo

Para el desarrollo del modelo se parte de un ejemplo básico compuesto por las piezas  $D_1$  y  $D_2$  con las superficies de contacto  $\vec{S}_1$  y  $\vec{S}_2$ , respectivamente. La dovela  $D_1$  servirá de apoyo mientras que la dovela  $D_2$  se apoyará en aquella. La ecuación de ambas superficies es conocida, refiriéndose a las superficies del sistema de coordenadas indicado en la figura 8.17.

Partiendo de estas condiciones, a fin de poner en contacto las dos superficies hay que hacer tres movimientos distintos. La suma del resultado de cada uno de ellos da la situación de contacto final. Por lo tanto, estos movimientos se reflejan en las partes que componen la ecuación de contacto de las superficies, algo que se detalla a continuación.

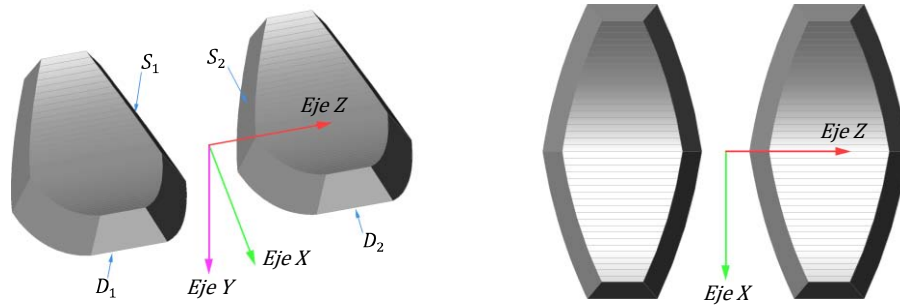


Figura 8.17 – Posición inicial del sistema de coordenadas

### 8.3.2.1. Situación inicial

La distancia que inicialmente separa las dos piezas  $\Delta S$  se determina a través del módulo de la diferencia vectorial entre las ecuaciones de las superficies de contacto 1 y 2 como se muestra a continuación en la ecuación 8.13.

$$\Delta S = |\vec{S}_2 - \vec{S}_1| \quad [8.13]$$

Tal como se ha mostrado anteriormente, la ecuación de la superficie es función de la dimensión  $R$  y del ángulo  $\theta$  del vector angular con respecto al eje Y de suerte que se puede escribir  $\vec{S}_1(\theta, R)$  y  $\vec{S}_2(\theta, R)$ . En el anillo universal real, la componente de las ecuaciones de la superficie en el eje Z depende de la definición de los puntos de control. Por otra parte, las componentes en los ejes X e Y, dependen apenas del radio del anillo.

Si el radio del anillo es igual para las dos piezas, las componentes de la ecuación de contacto en los ejes X e Y también lo es. En ese caso, al hacer la diferencia vectorial en la ecuación 8.12, las citadas componentes de las dos superficies se anulan. Por consiguiente, la distancia se queda en función únicamente de la componente en el eje Z. Una vez que se trabaja con relación a un eje, el cálculo de la distancia deja de ser vectorial y pasa a ser escalar por lo que se puede escribir la ecuación 8.14. Según esa, la distancia entre las piezas se queda definida por la diferencia entre la componente en el eje Z de las ecuaciones de la superficie 1 ( $S_{z,1}$ ) y de la superficie 2 ( $S_{z,2}$ ).

$$\Delta S = S_{z,1}(\theta, R) - S_{z,2}(\theta, R) \quad [8.14]$$

### 8.3.2.2. Movimiento 1: Desplazamiento para contacto inicial

El movimiento 1 tiene por objetivo establecer el contacto inicial entre las dos piezas. Para ello, al principio se define un punto en cada superficie y enseguida se desplaza las piezas con objeto de producir el contacto justamente en esos puntos. Para el desarrollo de la formulación, se realiza el traslado simultáneamente en las dos piezas. En cada una, el desplazamiento debe ser lo suficiente para llevar el punto de contacto inicial definido hasta el origen del sistema de coordenadas, tal como se muestra en la figura 8.18.

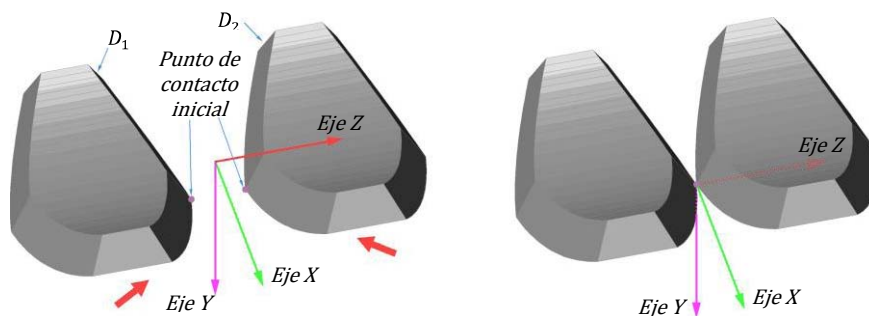


Figura 8.18 – Desplazamiento de las superficies de contacto

El punto de contacto inicial 1, definido en la superficie 1, corresponde al ángulo del vector auxiliar  $\theta = k_1$  y a la dimensión  $R = R_1$ . El punto de contacto inicial 2, definido para la superficie 2, corresponde al ángulo del vector auxiliar  $\theta = k_2$  y a la dimensión  $R = R_2$ . La posición del punto de contacto inicial 1 ( $P_{z,1}$ ) y del punto de contacto inicial 2 ( $P_{z,2}$ ) se calcula a través de las ecuaciones de las superficies como se muestra a continuación.

$$P_{z,1} = S_{z,1}(k_1, R_1) \quad [8.15]$$

$$P_{z,2} = S_{z,2}(k_2, R_2) \quad [8.16]$$

Cabe señalar que el desplazamiento representa un cambio en las ecuaciones de las superficies, las cuales pasan a presentar su origen coincidente con el punto de contacto inicial. Aparte, tras el desplazamiento, el ángulo  $\theta$  del vector angular se mide a partir del punto de contacto inicial. Teniendo en cuenta esos cambios se obtiene las nuevas ecuaciones mostradas abajo para la superficie 1 ( $S'_{z,1}$ ) y para la superficie 2 ( $S'_{z,2}$ ), éstas son mostradas en las ecuaciones 8.17 y 8.18. Tras el desplazamiento, la distancia entre las dos superficies ( $\Delta S$ ) se calcula como muestra la ecuación 8.19.

$$S'_{z,1}(\theta, R) = S_{z,1}(\theta + k_1, R) - P_{z,1} \quad [8.17]$$

$$S'_{z,2}(\theta, R) = S_{z,2}(\theta + k_2, R) - P_{z,2} \quad [8.18]$$

$$\Delta S = S'_{z,1}(\theta, R) - S'_{z,2}(\theta, R) \quad [8.19]$$

### 8.3.2.3. Movimiento 2: Giro en el eje X

El movimiento 2 pretende el contacto de las dos superficies en un segundo punto. Eso se logra con el giro  $\omega_1$  de la superficie 2 alrededor del eje X como muestra la figura 8.19.

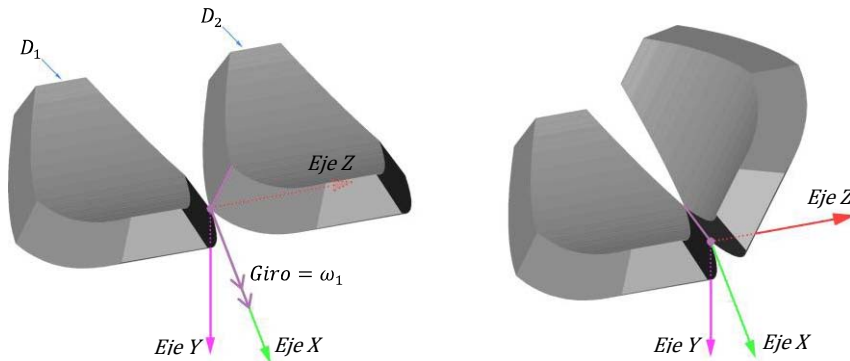


Figura 8.19 – Giro alrededor del eje X

Por definición, el giro  $\omega_1$  es lo mínimo necesario para producir el contacto en un segundo punto de la superficie. Debido al formato dado al anillo, se asume que ese punto siempre está localizado en el borde opuesto al punto de contacto inicial (véase figura 8.20). Es decir, si el punto de contacto inicial se ha definido en el borde interior de la pieza, el segundo punto de contacto estará en el borde exterior. En cambio, si el punto de contacto inicial se ha definido en el borde exterior de la pieza, el segundo punto de contacto estará en el borde interior.

Por lo tanto la magnitud del giro  $\omega_1$  se queda determinada a partir de las ecuaciones de la superficie y de las características de los puntos de contacto inicial. Tal relación se muestra en la figura 8.20 y, por trigonometría, conduce a la ecuación 8.20 con  $e$  igual al espesor de la pieza.

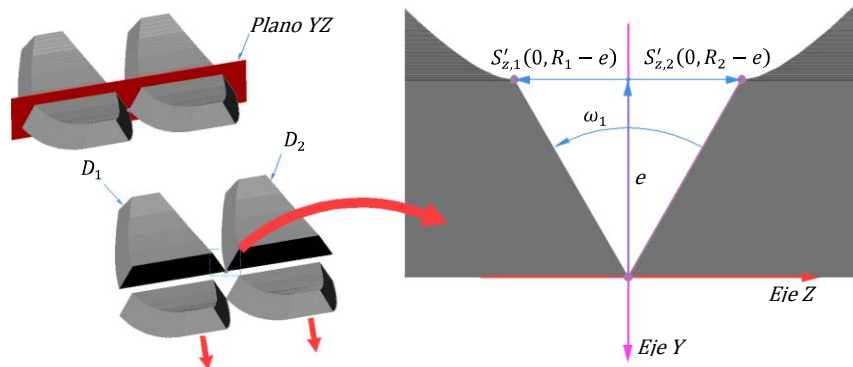


Figura 8.20 – Puntos en los borde opuestos y determinación de  $\omega_1$

$$\omega_1 = a \cdot \left[ \tan \frac{S'_{z,1}(0, R_1 - e)}{e} - \tan \frac{S'_{z,2}(0, R_2 - e)}{e} \right] \quad [8.20]$$

Debido a ese giro, los puntos de la superficie 2 tienen un cambio de posición en el eje Z ( $\Delta S'$ ). Como muestra la figura 8.21, tal cambio es proporcional a la componente de la ecuación de la superficie en el eje Y ( $S'_y$ ), la cual es la misma para las dos piezas.

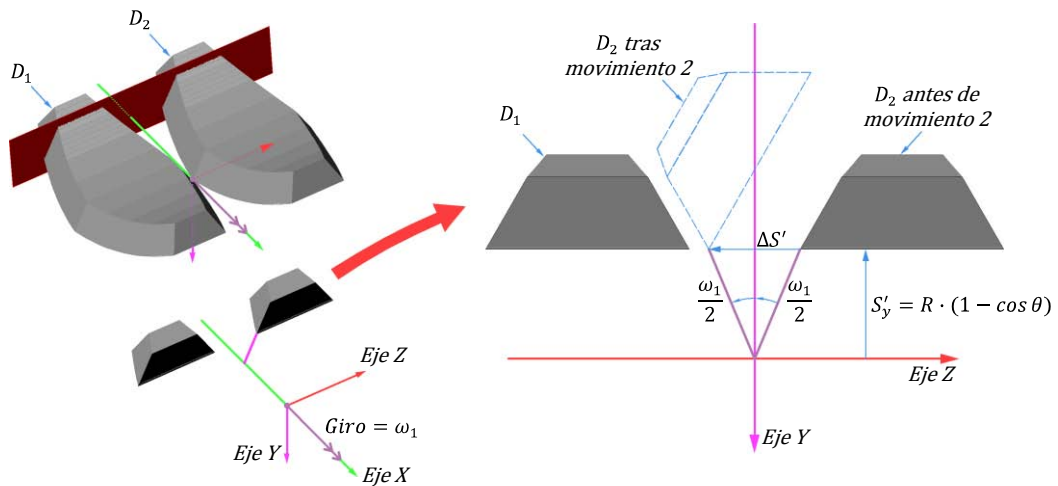


Figura 8.21 – Variación de la posición tras el movimiento 2

Empleado una relación trigonométrica básica, se obtiene el cambio de posición en el eje Z dado en la ecuación 8.21. En la ecuación 8.22 se incorpora esa variación a la distancia entre las superficies deducida para el movimiento 1 y, a posteriori, se sustituye la ecuación 8.21. Con ello, se puede calcular la distancia entre las superficies tras el movimiento 2.

$$\Delta S' = 2 \cdot S'_y \cdot \tan \frac{\omega_1}{2} = 2 \cdot R \cdot (1 - \cos \theta) \cdot \tan \frac{\omega_1}{2} \quad [8.21]$$

$$\Delta S = S'_{z,2} - S'_{z,1} - \Delta S' = S'_{z,2} - S'_{z,1} - \Delta S' - 2 \cdot R \cdot (1 - \cos \theta) \cdot \tan \frac{\omega_1}{2} \quad [8.22]$$

#### 8.3.2.4. Movimiento 3: Giro entorno de la línea de contacto

El último movimiento consiste en el giro  $\omega_2$  entorno del eje de referencia creado entre los dos primeros puntos de contacto. Como se muestra en la figura 8.22, este giro debe ser el necesario para producir el contacto en un tercero punto de las superficies 1 y 2.

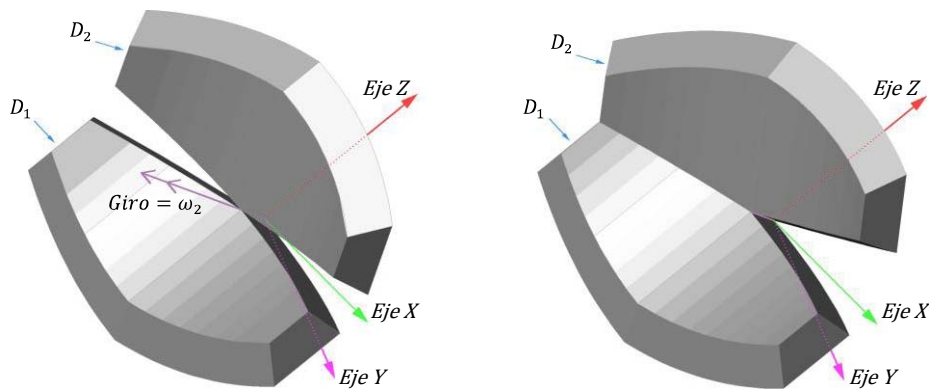


Figura 8.22 – Eje de referencia y giro  $\omega_2$

Se observa en la figura anterior que el giro  $\omega_2$  no es paralelo a ninguno de los ejes del sistema de coordenadas. Por el contrario y debido al formato del anillo, el citado vector es perpendicular al eje X estando inclinado en relación a los ejes Y y Z. En otras palabras, la componente del giro  $\omega_2$  en el eje X es igual a cero mientras que las componentes en los ejes Y y Z dependen de la inclinación del eje de referencia (véase figura 8.23).

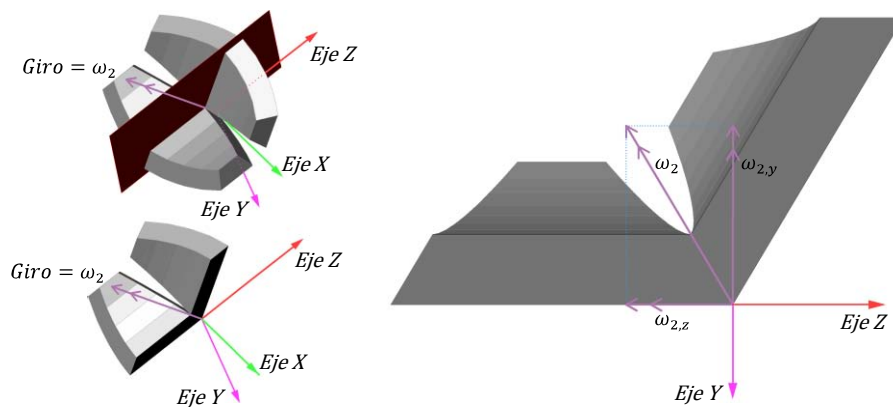


Figura 8.23 – Componentes de  $\omega_2$  en los ejes Y y Z

Por tanto, la descomposición del vector giro en los citados ejes es función de la inclinación del borde de la pieza 1 ( $\omega_{1,s1}$ ) en el punto elegido para el contacto inicial. Como muestra la figura 8.24, tal inclinación depende de la ecuación de la superficie 1 y, por convención, se toma a partir del eje Y.

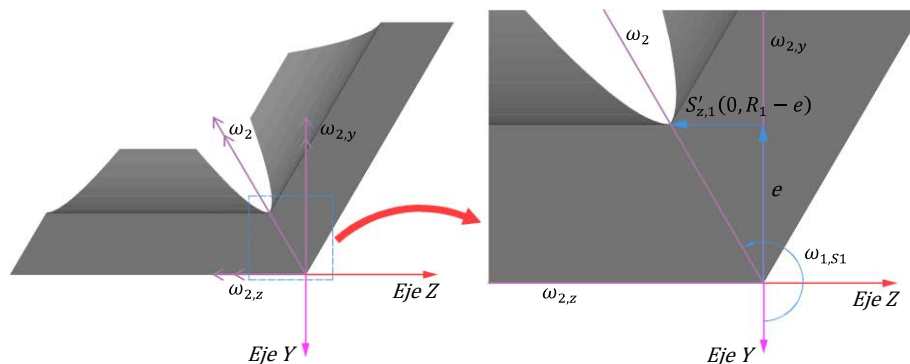


Figura 8.24 – Inclinación del borde de la dovela



Empleando una relación trigonométrica se determina el valor de  $\omega_{1,s1}$  expreso en la ecuación 8.23. Una vez conocida esa inclinación, se calculan las componentes del giro  $\omega_2$  en los ejes Y ( $\omega_{2,y}$ ) y Z ( $\omega_{2,z}$ ) por las ecuaciones 8.24 y 8.25, respectivamente.

$$\omega_{1,s1} = a \cdot \tan \frac{S'_{z,1}(0,R_1-e)}{e} \quad [8.23]$$

$$\omega_{2,y} = \omega_2 \cdot \cos \omega_{1,s1} \quad [8.24]$$

$$\omega_{2,z} = \omega_2 \cdot \sen \omega_{1,s1} \quad [8.25]$$

Parece claro que la componente del giro  $\omega_2$  en el eje Z no genera cualquier variación en la ecuación de la distancia entre las dos superficies. Aparte, teniendo en cuenta que la inclinación de los bordes del anillo con respecto al eje Y suele ser bastante reducida, la componente del giro en el eje Z también es pequeña. Por otra parte, la componente del giro  $\omega_2$  en el eje Y afecta la ecuación de la distancia entra las superficies y presenta valores considerablemente mayores que la componente en el eje Z.

El cambio de posición impuesto a la superficie 2 por el giro  $\omega_{2,y}$  está ilustrado en la Figura 8.25. En ella se observa que la variación de posición es linealmente proporcional a la componente en el eje X de la ecuación de la superficie ( $S'_x$ ).

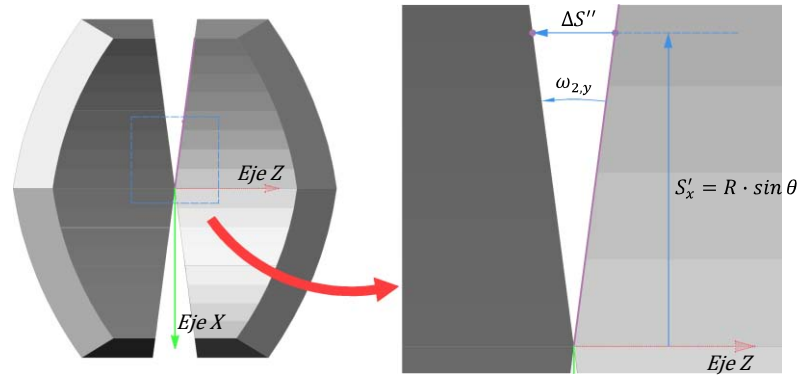


Figura 8.25 – Variación de posición tras el movimiento 3

Nuevamente por trigonometría, se obtiene la variación de la posición de la superficie 2 ( $\Delta S''$ ) como muestra la ecuación 8.26 en la cual, a posteriori, se sustituye del giro  $\omega_{2,y}$  dado por la ecuación 8.24.

$$\Delta S'' = 2 \cdot S'_x \cdot \tan \frac{\omega_{2,y}}{2} = 2 \cdot R \cdot \sin \theta \cdot \tan \frac{\omega_2 \cdot \cos \omega_{1,s1}}{2} \quad [8.26]$$

Al igual a lo que se hizo en el apartado anterior, se introduce la variación de posición debido al movimiento 3 en la ecuación de la distancia entre las dos superficies. El resultado es la ecuación 8.27 que da la situación de contacto final de las dos piezas.

$$\Delta S = S'_{z,2} - S'_{z,1} - 2 \cdot R \cdot \left[ (1 - \cos \theta) \cdot \tan \frac{\omega_1}{2} + \sin \theta \cdot \tan \frac{\omega_2 \cdot \cos \omega_{1,s1}}{2} \right] \quad [8.27]$$

### 8.3.3. Determinación de la situación de contacto final

Esa última ecuación permite determinar la situación final de contacto de prácticamente todas las posibles combinaciones de dovelas de un anillo universal real. No obstante, la situación final de contacto determinada precisa atender a las condiciones presentadas abajo.

- A. La distancia entre los puntos de la superficie que da apoyo (superficie 1) y la superficie que se apoyo (superficie 2) es siempre mayor o igual a cero, es



decir,  $\Delta S \geq 0$ . El hecho de encontrar  $\Delta S \leq 0$  equivale a una superposición de las dos piezas, lo que no es una hipótesis real.

- B. Para generar un plano de apoyo estable, por lo menos debe haber tres puntos de contacto entre las superficies. Es decir, la ecuación de  $\Delta S$  como mínimo debe presentar tres raíces o soluciones distintas.
- C. La distribución de esos puntos de contacto debe ser capaz de equilibrar, apenas con esfuerzos de compresión, las cargas aplicadas por los gatos de la tuneladora.

Generalmente, si la ecuación de contacto está de acuerdo con las dos primeras condiciones, se cumple, en consecuencia, la tercera.

#### 8.3.3.1. Procedimiento de cálculo

Así pues, según el procedimiento adoptado, se usa las dos primeras condiciones en la ecuación de  $\Delta S$  para determinar la situación final de contacto, para a continuación verificar la solución encontrada mediante la última condición. La ecuación del contacto depende básicamente del punto de contacto inicial y del giro  $\omega_2$ . Así, en principio se define un punto de contacto inicial cualquiera verificando los giros  $\omega_2$  que satisfacen la condición B. De entre los valores de  $\omega_2$  encontrados, se determina lo que genera el valor mínimo de la función  $\Delta S$  más cercano a cero. Se estima la posición del siguiente punto de contacto inicial calculando nuevamente el valor mínimo de la función  $\Delta S$  más cercano a cero, lo cual en modulo debe ser menor que el calculado anteriormente.

Este procedimiento se repite de manera interactiva hasta que el valor mínimo de la función  $\Delta S$  más cercano a cero sea igual o aceptablemente próximo de cero. Una vez hecho eso, estará, consecuentemente, satisfecha la condición A.

Si el punto de contacto inicial definido y el giro  $\omega_2$  encontrados en el proceso interactivo satisfacen la condición C, se habrá determinado la situación de contacto final entre las dos piezas.

En la gran mayoría de combinaciones de dovelas que dan apoyo y de dovelas que se apoyan, ese procedimiento conduce a una solución única para la situación de contacto final. No obstante, si alguna de las superficies apoyadas presenta un plano de simetría, es posible encontrar dos situaciones de contacto, las cuales suelen ser simétricas entre sí. Este es el caso del ejemplo empleado en el apartado anterior tal como se muestra en la figura 8.26.

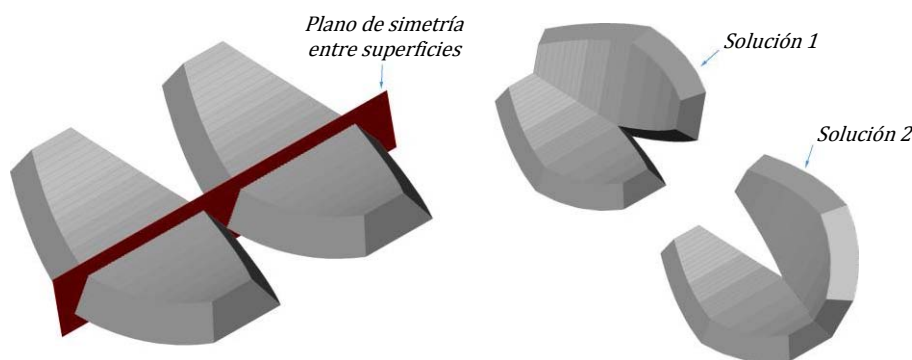


Figura 8.26 – Piezas con dos posibles situaciones de contacto

#### 8.3.4. Verificación de la formulación desarrollada

A fin de comprobar si la formulación propuesta representa adecuadamente lo que se espera en la situación real se han realizado tres verificaciones. Tales verificaciones y sus resultados se presentan a continuación.

### 8.3.4.1. Contacto entre anillos universales perfectos

En teoría, la puesta en contacto de dos anillos universales con las características ideales debería dar lugar a un contacto perfecto, lo cual independe del giro relativo de los anillos. No se forman espacios entre las dos superficies por lo que la distancia medida entre esas es igual a cero. A partir del empleo de la formulación desarrollada a dos anillos universales perfectos, debería ser posible obtener de manera indirecta las mismas conclusiones.

Para ello se desarrolla la comprobación matemática detallada en el Anexo A. En él, se realiza el apoyo de dos anillos universales perfectos y se determina la situación de contacto final. La solución de la ecuación de contacto se verifica para  $\omega_2$  dado por la ecuación 8.28.

$$\Delta S = 2 \cdot a \sin \frac{(\sin K_1 - \sin K_2) \cdot \tan \beta}{2} \quad [8.28]$$

Tal solución es igual para cualquier tipo de anillo universal, resultando siempre en una separación nula entre superficie de contacto ( $\Delta S = 0$ ). Teniendo en cuenta que la ecuación 8.28 no es función de  $\beta$ , el valor de  $\Delta S$  es cero para todos los puntos de la superficie, o sea, el contacto se hace en todos los puntos. Aparte, una vez que la ecuación 8.28 existe para cualquier valores de  $K_1$  y  $K_2$ ,  $\Delta S$  es igual a cero y el contacto es pleno independientemente del giro relativo entre anillos.

### 8.3.4.2. Contacto entre dovelas dibujadas

Otra opción para determinar la situación de contacto final entre las dovelas de un anillo universal real es emplear un programa que permite dibujos tridimensionales. En ese, se dibujan las dovelas con elevada precisión y se puede realizar movimientos hasta encontrar la situación final de contacto de las mismas. Cabe señalar que, en general, se trata de un proceso complejo que requiere tiempo.

En el caso del presente informe, se ha dibujado las dovelas A1, A2 y A3 en base a los planos dados en el Apéndice G. Para ello se simuló algunas combinaciones de contacto entre esas dovelas y se determinó la situación de contacto final. Con posterioridad se midió la distancia entre las dos superficies en diversos puntos.

Estos resultados fueron contrastados con la situación de contacto final obtenida de acuerdo con la formulación desarrollada. Cabe señalar que el sistema de coordenadas definidos en el programa de dibujo tridimensional coincide con el empleado en la ecuación de contacto.

Todas las combinaciones estudiadas condujeron a la misma conclusión de modo que en este apartado solamente se muestra el resultado de dos de ellas dado que eran las que conducían a resultados más representativos y en el caso del contacto A1 y A2 con A2, se obtienen los valores máximos. En la figura 8.27 se muestra el apoyo entre dos dovelas A1 y en la figura 8.28, el apoyo de una dovela A2 en el encuentro de las dovelas A1 y A2.

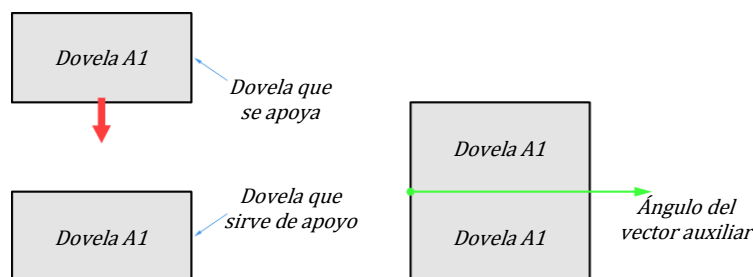


Figura 8.27 – Contacto entre dos dovelas A1

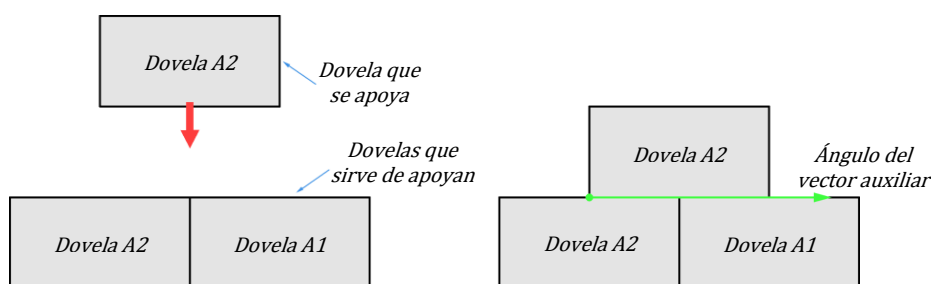


Figura 8.28 – Contacto entre dovela A1 y encuentro A1-A2

El resultado de ambas determinaciones de la situación de contacto final es un gráfico que da la distancia entre las superficies en función del ángulo  $\beta$  del vector auxiliar. Cada grado recorrido por el vector auxiliar representa entorno a 10 cm del perímetro de la dovela. En la figura 8.29.a se muestra la comparación de la situación de contacto final obtenida para el dibujo tridimensional (DT) y según el modelo teórico (MT) para el contacto entre dovelas A1-A1. Para una mejor visualización de los resultados, se ha representado tan solo las distancias medidas entre el borde interior y en el borde exterior de las dovelas.

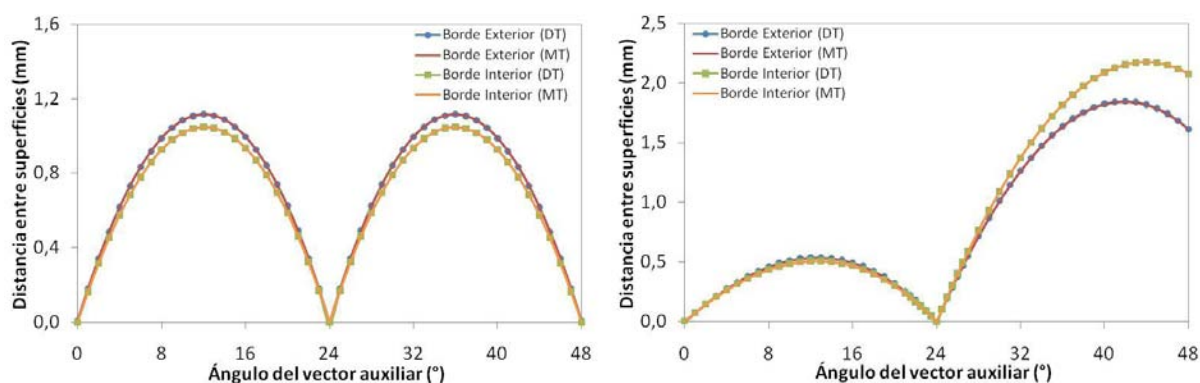


Figura 8.29 – Comparación de MT y DT: a) para contacto entre dos dovelas A1 y b) para contacto entre dovela A1 con encuentro formado por dovelas A1-A2

Los resultados obtenidos en el dibujo tridimensional son prácticamente iguales a los del modelo teórico desarrollado. En el promedio, la diferencia entre ellos es de tan sólo 0,00009 mm, un valor casi despreciable frente a las limitaciones de precisión del dibujo tridimensional. Las mayores diferencias son observadas para los extremos 0° y 48°, mientras que las menores corresponden a la parte central de la dovela.

El gráfico de la segunda comparación, para el apoyo de una dovela A2 en el encuentro de las dovelas A1 y A2 se muestra en la figura 8.29.b. En esa se ha representado solamente las distancias medidas en el borde exterior y el borde interior de las dovelas.

Nuevamente se observa que el resultado del modelo teórico es prácticamente igual al dibujo tridimensional. En esa comparación, la diferencia entre ambos modelos es todavía menor, entando en 0,00008 mm en el promedio.

#### 8.3.4.3. Análisis con elementos discretos

A fin de comprobar si la solución del modelo teórico es la que mejor atienda las condiciones establecidas en el apartado anterior, se realiza un análisis de la situación final de contacto empleando elementos discretos. Para ello, las superficies de contacto se describen a través de elementos de aproximadamente 1cm x 1cm. Los centros de esos elementos están conectados entre sí por barras de rigidez infinita.

Con posterioridad, se produce el contacto de los elementos y se busca la situación de contacto que satisface las condiciones dadas en el apartado anterior. Por último, se compara la solución encontrado con en el análisis hecho a través del modelo teórico simplificado.

Ese estudio se hizo para diversas combinaciones de contacto entre dovelas llevando, en la mayoría de los casos, a la misma conclusión. El presente apartado presenta solamente el resultado final de uno de los análisis representativo el cual trata de la puesta en contacto de dos dovelas A1 (véase figura 8.27). En ese caso, el modelo con elementos finitos conduce a un único resultado el cual se compara con el modelo teórico simplificado en la figura 8.30.

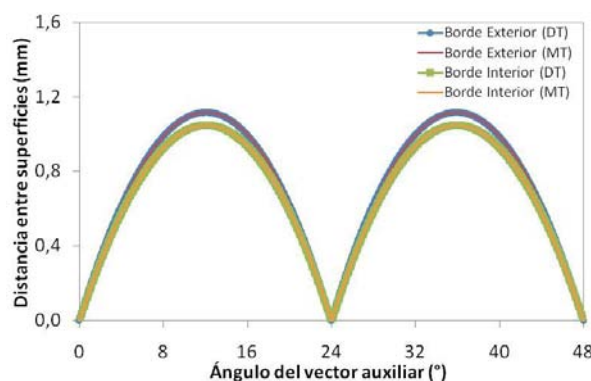


Figura 8.30 – Comparación de MT y FEM para contacto entre dos dovelas A1

Se observa que los dos modelos conducen prácticamente al mismo resultado siendo mínima la diferencia entre ellos. Así, tras las verificaciones realizadas, se concluye que el modelo teórico simplificado caracteriza adecuadamente la situación final de contacto en la gran mayoría de las posibles combinaciones entre dovelas que se apoyan y que dan apoyo.

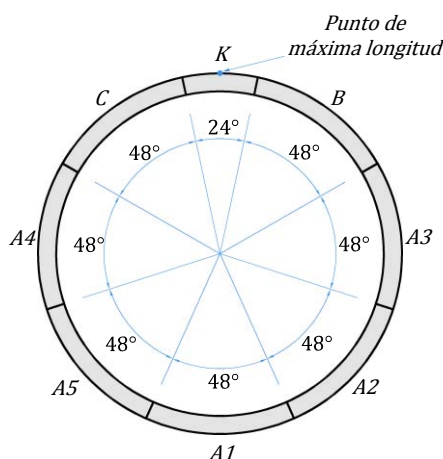
#### 8.4. Las características del anillo y los espacios generados

Las aproximaciones hechas en el formato del anillo universal perfecto resultan en la formación de espacios a la hora de poner en contacto los anillos adyacentes. Claramente la magnitud de los espacios generados será función de las aproximaciones realizadas.

Por ello, cabe estudiar la influencia que puede tener aspectos como la dimensión definida para la dovela llave y el número de dovelas en que se divide el anillo. Para ello, se usa un anillo con las características de la Línea 9 de Barcelona, el cual posee un diámetro exterior de 11600 mm y un diámetro interior de 10900 mm. La longitud media del anillo es 1800 mm y el radio de curvatura, aproximadamente 200 m. Tal como consta en los planos dados en el Apéndice G, se asume que cada dovela tiene tres puntos de control de la longitud: uno en cada extremo y uno en el centro.

##### 8.4.1. Número de dovelas en que se divide el anillo

Originalmente el anillo está dividido en ocho dovelas de las cuales siete corresponden a un ángulo central de 48° y una a un ángulo central de 24° como ilustra la figura 8.31. El centro de la dovela llave (K) coincide con el punto de menor longitud del anillo.



*Figura 8.31 – División del anillo en dovelas para la Línea 9 de Barcelona*

Manteniendo la misma filosofía de división se fragmenta el anillo en seis, siete, nueve y diez dovelas. En cada caso, se tiene un número  $n-1$  de dovelas con el mismo ángulo central y una dovela llave con mitad del ángulo central de las demás. Así, la dimensión de las dovelas pasa a ser función del número de divisiones realizadas en el anillo como muestra la tabla 8.1. También se da en la tabla, la cantidad de puntos de control de la longitud del anillo.

*Tabla 8.1 – Ángulo central de las dovelas*

Número de dovelas	Ángulo central de la dovela llave (grados)	Ángulo central del resto de dovelas (grados)	Número de puntos de control de la longitud del anillo
6	32,73	65,45	12
7	27,69	55,38	14
8	24,00	48,00	16
9	21,18	42,35	18
10	18,95	37,89	20

Como puede verse, para un mayor número de divisiones se obtienen dovelas con menor ángulo central. Por otra parte, eso implica en más puntos de control de la longitud del anillo. Es decir, al dividir el anillo en más dovelas podría ser posible aproximar mejor la forma del anillo universal perfecto por lo que los espacios generados entre dovelas en la situación de contacto se reducirían (no necesariamente en la práctica).

Una manera sencilla de tener una idea de la dimensión de esos espacios es comparar la longitud del anillo universal real con la longitud del anillo universal perfecto, lo que se hace mediante dos parámetros: la diferencia absoluta máxima entre la longitud del anillo universal real y del anillo universal perfecto. El promedio de la diferencia absoluta entre la longitud del anillo universal real y del anillo universal perfecto en todos los puntos de la superficies de contacto. Ambos parámetros se presenta en la tabla 8.2 como un porcentaje con respecto a la situación del anillo dividido en ocho dovelas.

En ella se observa que el hecho de dividir el anillo en seis dovelas representa un aumento de 79,5% en el promedio de los espacios generados. La división del anillo en siete dovelas resulta en un aumento de 32,4% en el promedio de los espacios, o sea, menos de la mitad de la división anterior. En cambio, la división del anillo en 9 y 10 dovelas conduce a una reducción del promedio de los espacios en un 21,1% y un 35,4%, respectivamente.

Tabla 8.2 – Variación de número de dovelas por anillo

Número de Dovelas	Promedio (mm)	Máximos (mm)	Promedio (%)	Máximos (%)
6	0,78	1,78	179,5	159,1
7	0,57	1,49	132,0	133,3
8	0,43	1,12	100,0	100,0
9	0,34	0,88	78,9	78,5
10	0,28	0,72	64,6	64,3

Ante a eso, no parece interesante emplear un anillo con menos de 8 dovelas lo que constituiría un aumento considerable en los espacios generados. Desde un punto de vista reducir tales espacios, es más coherente realizar una división con ocho o más dovelas.

#### 8.4.2. Ángulo central de la dovela llave

En el apartado anterior se ha asumido que el ángulo central de la dovela de llave es la mitad del ángulo central de las demás dovelas. Sin embargo, hay que verificar si ésta es la mejor solución en cuanto a los espacios generados entre dovelas. Para ello se varía el ángulo central de la dovela llave entre  $1^\circ$  y  $90^\circ$ , calculando en cada caso el promedio y los valores máximos de la diferencia entre las superficies de contacto del anillo universal perfecto y del anillo universal real. Ese procedimiento, ilustrado en la figura 8.32, se realiza separadamente para los anillos compuestos por seis, siete, ocho, nueve y diez dovelas.

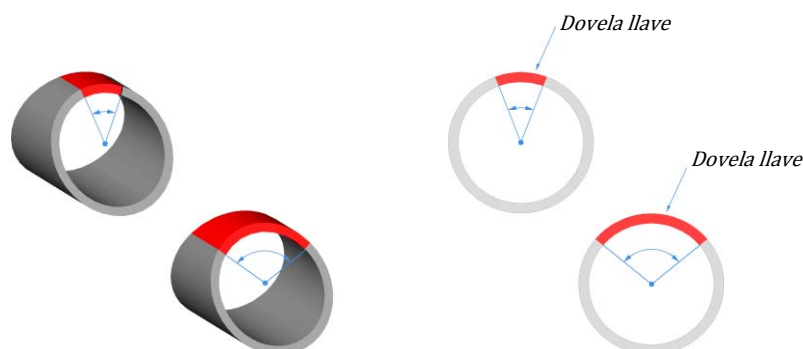


Figura 8.32 – Variación del ángulo central de la dovela llave

En la figura 8.33.a y en la figura 8.33.b se muestran, respectivamente, el promedio y los valores máximos de los espacios generados entre el anillo universal real y el anillo universal perfecto.

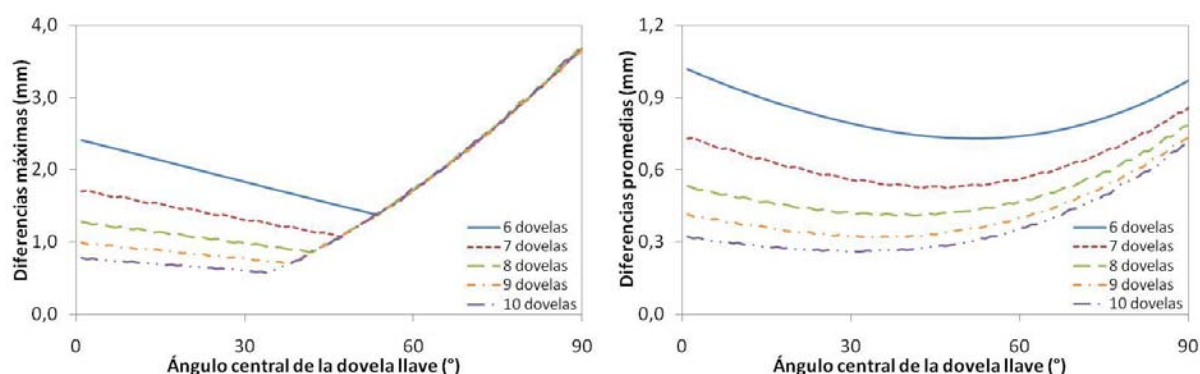


Figura 8.33 – Variación del ángulo central de la dovela llave: a) diferencias máximas y b) diferencias promedias

En ellas se observa que los mayores espacios se encuentran para los anillos con 6 y 7 dovelas mientras que los menores espacios corresponden a los anillos con 9 y 10 dovelas. En ambos gráficos se constata la existencia un ángulo central de la dovela llave que genera un mínimo en los espacios. Esos ángulos y los valores mínimos de los espacios con respecto a la situación de referencia están dados en la tabla 8.3 en función del número de dovelas en que se divide el anillo.

*Tabla 8.3 – Ángulo central de la dovela llave*

Número de Dovelas	Ángulo Central de la Dovela Llave (Grados)	Promedio de las Diferencias (mm)	Diferencias Absolutas Máximas (mm)	Promedio de las Diferencias (%)	Diferencias Absolutas Máximas (%)
6	52	0,73	1,41	168,51	126,19
7	47	0,53	1,31	121,69	117,76
8	38	0,41	1,03	94,93	92,03
9	35	0,32	0,80	74,22	72,09
10	31	0,26	0,66	60,82	58,80

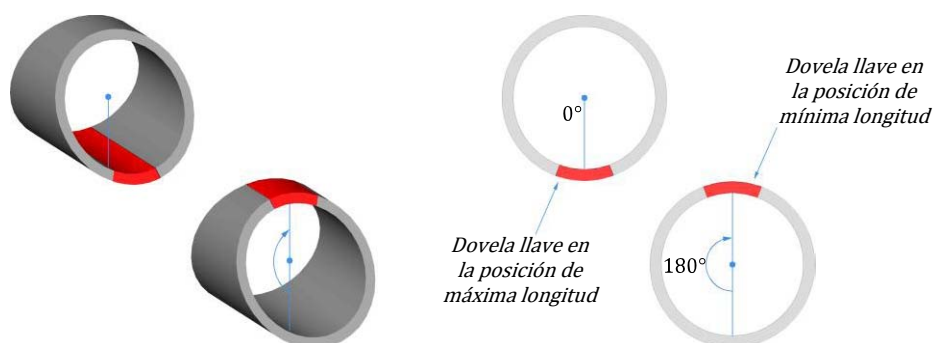
En dicha tabla 8.3 se observa que en todos los casos, el ángulo central de la dovela de llave conduce a que los espacios mínimos están por encima de los ángulos presentados en la tabla 8.1. Aparte, se nota que los anillos con nueve y diez dovelas son menos sensibles a la variación del ángulo central definido para la dovela de llave. Eso permite una mayor libertad a la hora de definir el citado ángulo.

Los anillos con siete y principalmente con seis dovelas son bastante sensibles a las variaciones del ángulo central definido para la dovela llave. A consecuencia de eso, se vuelve importante elegir un ángulo cercano al dado en la tabla 8.3 a fin de reducir los espacios generados. De hecho, en el caso del anillo con 6 dovelas, el cambio del ángulo central de la dovela llave de  $32,73^\circ$ , como se había considerado en el apartado anterior, a aproximadamente  $53^\circ$  equivale a reducir el máximo de los espacios generados en un 21%. No obstante, hay que recordar que aumentar el ángulo hace mucho menos eficiente la dovela de llave en la función principal que tiene.

#### **8.4.3. Longitud de la dovela de llave**

La dovela de llave de la Línea 9 de Barcelona tiene su centro coincidente con el punto de mínima longitud del anillo. Aunque esa sea una práctica frecuente en los ejemplos estudiados, la posición definida para la llave puede, en teoría, variar.

En el presente apartado se evidencia la influencia de esa variación de posición sobre las diferencias entre el anillo perfecto y el anillo real. Siguiendo la convención establecida para el vector auxiliar y como muestra la figura 8.34, se imagina una línea que a partir del centro del anillo se conecta al centro de la llave.



*Figura 8.34 – Variación la posición de la llave*



La posición de la llave está dada por el ángulo entre esa línea y el eje Y da la posición de la dovela llave. Cuando el ángulo es igual a  $0^\circ$  el centro de la llave coincide con el punto de máxima longitud del anillo mientras que cuando el ángulo es igual a  $180^\circ$ , coincide con el punto de mínima longitud. Se hace la posición de la dovela variar desde  $0^\circ$  hasta  $360^\circ$  midiendo el promedio de los espacios entre el anillo real y el anillo perfecto. En todos los análisis realizados el ángulo central de la llave es la mitad del de las demás dovelas.

La figura 8.35 da el máximo y el promedio de los espacios entre el anillo real y el anillo perfecto en función de la posición de la llave para los anillos con 6, 7, 8, 9 y 10 dovelas. Se observa que las menores diferencias se encuentran cuando la llave tiene su centro correspondiente a los ángulos  $0^\circ$  y  $180^\circ$ , esto es, los puntos de máxima y mínima longitud respectivamente. En cambio, las mayores diferencias se presentan para las posiciones correspondientes a los ángulos  $90^\circ$  y  $270^\circ$ .

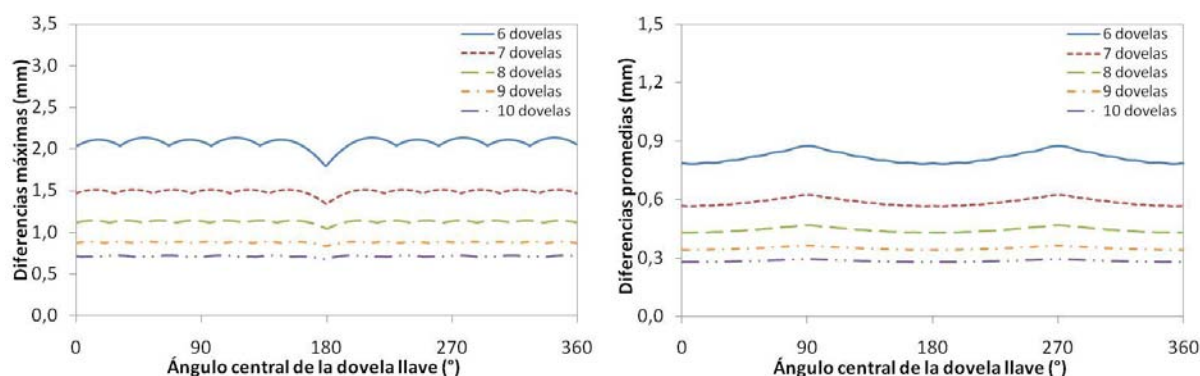


Figura 8.35 - Variación la posición de la llave: a) diferencias máximas y b) diferencias promedias

Los anillos con 6 y 7 dovelas son claramente los más sensibles a la variación de posición de la llave mientras que los anillos con 9 y 10 dovelas son los menos sensibles. En el caso específico del anillo con 6 dovelas los espacios varían entre 1,57 mm - para los ángulos de  $0^\circ$  y  $180^\circ$  - y 1,75 mm - para los ángulos  $90^\circ$  y  $270^\circ$ . En el anillo con 10 dovelas la variación es bastante menor de modo que los espacios están entre 0,56 - para los ángulos  $0^\circ$  y  $180^\circ$  - y 0,59 mm - para los ángulos  $90^\circ$  y  $270^\circ$ .

Por tanto, desde un punto de vista de los espacios generados, es aconsejable hacer que el centro de la llave coincida con el punto de máxima o de mínima longitud del anillo. Tal resultado era esperado una vez que en esos puntos el cambio de la longitud es bastante acentuado. Consecuente, posicionar una dovela con dimensión más reducida en esa zona permite una mejor aproximación de la forma del anillo universal perfecto.

#### 8.4.4. Radio del anillo

Tal como se ha visto la superficie de contacto y la situación final de contacto son directamente proporcionales al radio del anillo. Igualmente, las diferencias entre lo que es el anillo real y el anillo también serían una función lineal del radio.

Para mostrar eso, se ha realizado una verificación de un anillo con las características de conicidad y longitud media de la Línea 9 de Barcelona pero con radio variable. La franja de valores considerada está entre 3250 mm y 7500 mm lo que cubre la mayoría de los túneles ejecutados en la actualidad. Para cada radio considerado dentro del intervalo se determina las diferencias entre el anillo real y el anillo perfecto. A título de ejemplo, en la figura 8.36 se muestran los gráficos de las diferencias máximas y promedias en función del radio para un anillo compuesto por 6, 7, 8, 9 y 10 dovelas.

De hecho, se observa que las diferencias son linealmente proporcionales al radio del anillo. El caso con 6 dovelas presenta al mismo tiempo los mayores espacios y la mayor pendiente. Así pues, al pasar de un radio de 3500 mm a 7500 mm se tiene un aumento de 0,65 mm en el promedio de las diferencias. Por otra



parte, en las mismas condiciones un anillo con 10 dovelas presenta un aumento de tan solo 0,22 mm en el promedio de las diferencias.

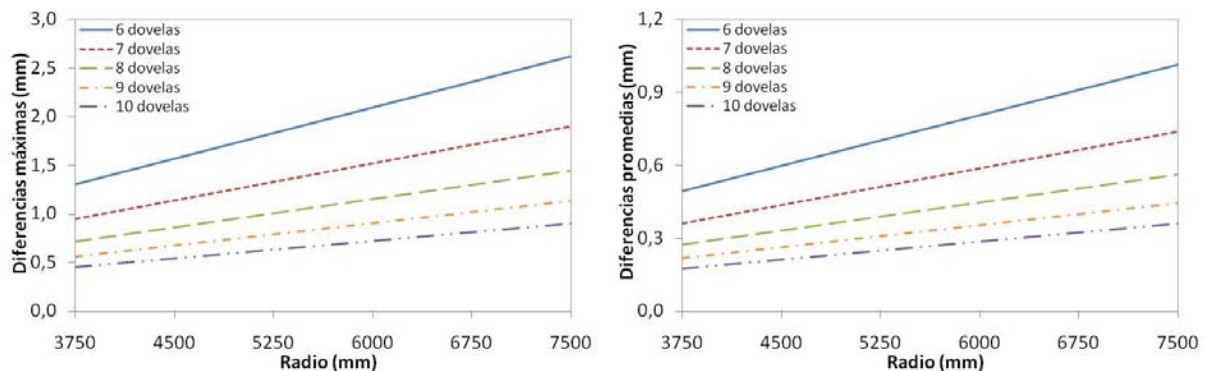


Figura 8.36 – Variación del radio del anillo: a) diferencias máximas y b) diferencias promedias

Como era de esperar, se concluye que principalmente en los casos de los túneles en que se vaya a radios más grandes, es interesante aumentar el número de dovelas del anillo a fin de reducir los problemas de contacto. Claramente con el aumento del radio del anillo, todavía es más importante considerar con más rigor las aproximaciones hechas en el anillo universal perfecto.

#### 8.4.5. Radio de curvatura mínimo

La ecuación de la superficie de contacto es proporcional a la tangente del ángulo  $\beta$  del plano de corte. Una vez que ésta presenta valores bastante reducidos, se espera encontrar una relación prácticamente lineal entre el ángulo  $\beta$  de los planos de corte y los espacios entre el anillo real y el anillo perfecto.

Sin embargo, alterar el ángulo  $\beta$  equivale a cambiar el radio de curvatura mínimo descrito por el anillo. Así pues, tal como muestra la Figura 8.37, se puede correlacionar ese radio de curvatura con las diferencias máximas entre el anillo real y el anillo perfecto con 6, 7, 8, 9 y 10 dovelas. Para obtener esta figura se ha empleado un anillo con el radio y la longitud media característica de la línea 9.

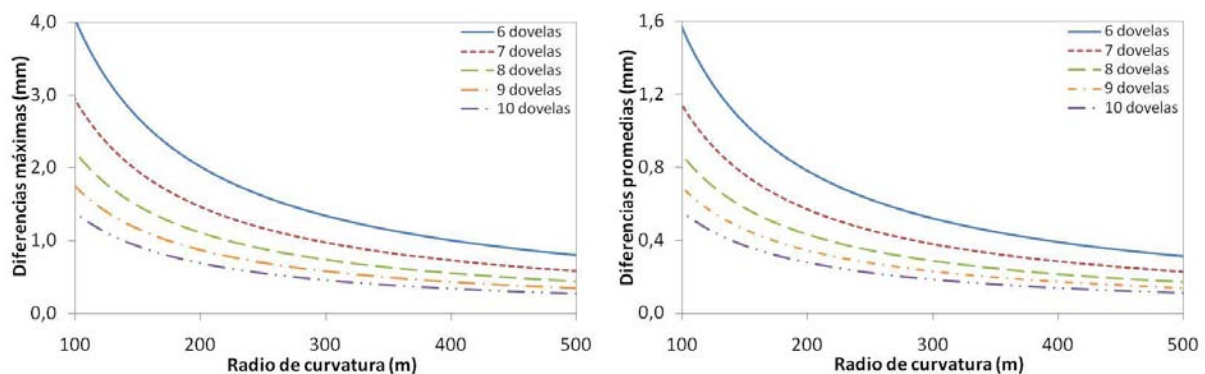


Figura 8.37 – Variación del radio de curvatura: a) diferencias máximas y b) diferencias promedias

Se observa que anillos con radio de curvatura mínimo más bajo, al presentar un ángulo  $\beta$  más elevado, también generan mayores espacios entre dovelas. Esa relación de proporcionalidad no es directa en este caso sino que es indirecta. Así, para radios de curvatura superiores a 250 m, no es tan elevada la variación en los espacios generados entre dovelas. En cambio, para valores de radio de curvatura inferior a 250 m las diferencias observadas aumentan a una tasa creciente y con más intensidad para los anillos con 6 y 7 dovelas.

Ante la necesidad de emplear anillos con radio de curvatura del tipo bajo, el aumento en el número de dovelas puede reducir considerablemente los problemas de contacto en ese caso. Se recomienda la división del anillo en 8, 9 o 10 dovelas. De la misma manera, se debe tener un cuidado adicional en cuanto a las aproximaciones hechas en el anillo universal perfecto.

## **8.5. Análisis de la Línea 9 de Barcelona**

A título de ejemplo, se aplica la formulación desarrollada a la Línea 9 de Barcelona. El objetivo es verificar la situación de contacto final entre las distintas combinaciones de dovelas que sirven de apoyo y que dan apoyo. Una vez conocida tal situación y los espacios generados, se realiza una verificación estructural a fin de determinar si, esa situación de contacto final puede dar lugar a un estado crítico de tensiones.

La elección de la línea 9 no es aleatoria sino que pretende aprovechar los resultados de una prueba realizada en el tramo que va desde el anillo 1110 hasta el anillo 1116. En ese tramo las dovelas de hormigón armado fueron sustituidas por dovelas de hormigón con fibras y sin armadura. En el contexto de esa experiencia se realizó una auscultación para evaluar la aparición de fisuras y los espacios entre las dovelas de anillos del citado tramo. Los resultados de la auscultación fueron contrastados con los resultados de la situación de final de contacto obtenida en el modelo teórico.

### **8.5.1. Características del anillo, del trazado y de la tuneladora**

Como ya se ha mencionado, el anillo de la Línea 9 presenta un radio interior de 10900 mm, un radio exterior de 11600 mm y una conicidad de  $0,57^\circ$  por lo que el radio de curvatura mínimo descrito es aproximadamente 200 m. El anillo, del tipo universal, se despieza en 5 dovelas (A1, A2, A3, A4 y A5) con formato prácticamente rectangular, además de tres dovelas (B, C y K) con un formato trapezoidal. Como muestra la figura 8.31, estos segmentos presentan un ángulo interno de  $48^\circ$  a excepción de la dovela llave (K) que tiene un ángulo interior de  $24^\circ$ .

El punto de máxima longitud (1852,2 mm) está localizado en el borde exterior en el centro de la dovela A1. El punto de mínima longitud (1747,79 mm) está localizado en el borde exterior en el centro de la dovela K. Por eso, se tiene que la longitud media del anillo es aproximadamente 1800 mm. El hormigón empleado en las dovelas tiene una resistencia característica a compresión de 50 MPa, una resistencia a tracción de 5 MPa, un módulo de elasticidad de 38000 MPa y un contenido de fibras metálicas de 60 kg/m<sup>3</sup>. El terreno excavado para la construcción del citado tramo está compuesto en un 83% de granodioritas con grado de alteración variable y 17% de gravas cementadas por matriz arcillosa.

Para la excavación y construcción del túnel se emplea una TBM escudada de 11,96 m de diámetro. El avance de la máquina se logra mediante 15 pares de gatos hidráulicos que generan una fuerza de empuje contra el anillo de dovelas. El control de la presión aplicada a los gatos se hace por sector. Cada gato presenta una excentricidad de 7,9 cm respecto al eje de las dovelas y hacia el centro del túnel.

La tuneladora presenta dos modos de trabajo no simultáneos: el de colocación de dovela y el de avance o de excavación del terreno. A lo largo de la ejecución del tramo considerado en la prueba, la inyección de mortero de relleno se hizo de manera indirecta a través de los agujeros centrales de las dovelas.

### **8.5.2. Comparación entre anillo real y el anillo perfecto de la Línea 9 de Barcelona**

A partir de las características definidas en el apartado anterior, se ha determinado la variación de la longitud para el anillo perfecto y el anillo real en base a las ecuaciones 10 y 12 respectivamente. Para fijar la longitud del anillo real fueron usadas las plantas dadas en el Apéndice G.

La diferencia entre las dos longitudes tomadas a partir del borde exterior del anillo perfecto se muestra en la figura 8.38 en función del ángulo  $\gamma$  del vector auxiliar. En ella se observa la posición de cada dovela de modo que una diferencia negativo indica que el anillo universal real tiene longitud menor que el anillo

perfecto y, al contrario, una diferencia positiva indica que el anillo universal real tiene longitud mayor que el anillo perfecto.

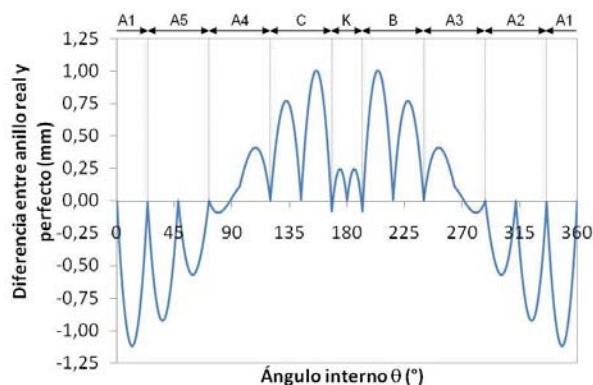


Figura 8.38 – Diferencia entre longitud del anillo perfecto y real para la Línea 9

La diferencia mínima es -1,12 mm y se identifica para la dovela A1, mientras que la diferencia máxima es 1,01 mm siendo hallada en las dovelas B y C. Debido a su dimensión más reducida, la dovela K es la que mejor se acerca a lo que es el anillo perfecto. En las dovelas A3 y A4, la curva de longitud perfecta presenta un punto de inflexión haciendo que la diferencia medida alterne entre el positivo y el negativo.

Teniendo en cuenta que, de hecho, la longitud del anillo real presenta algunas diferencias en relación a la longitud del anillo perfecto, se evalúa a continuación la situación de contacto final entre los anillos adyacentes.

### 8.5.3. Situación de contacto final sin packer

A fin de determinar la situación de contacto final, se emplea la formulación y las condiciones apuntadas posteriormente. El estudio no se hace directamente sobre el anillo entero sino que de manera particularizada por combinaciones de dovelas. Cada combinación consiste de una dovela del anillo “n+1” que será apoyada en el anillo anterior n. Tal apoyo se puede realizar en una dovela o en un encuentro de dos dovelas del anillo n.

En el momento de la colocación, el anillo de la Línea 9 de Barcelona puede asumir 15 posiciones. A consecuencia de eso, existen 225 combinaciones distintas entre dovelas que dan apoyo y dovelas que sirven de apoyo. En cada una de ellas sería posible determinar la situación de contacto final. Teniendo en cuenta la simetría del anillo respecto al plano YZ, esos casos de combinaciones se reducen a 120. A pesar de haber resuelto casi la totalidad de las combinaciones posibles, en este informe se muestra exclusivamente las que condujeron a los resultados más significativos.

La situación de contacto final se representa por gráficos de la distancia de los puntos equivalentes de las dos superficies puestas en contacto. Por cuestión de mejorar la visualización de los resultados, se representa solamente las curvas de la distancia que queda entre los puntos situados en el borde interior y los puntos en el borde exterior. En el eje de las abscisas se pone el ángulo recorrido por vector angular de modo que cada grado corresponde a aproximadamente 10 cm en la dovela desarrollada.

En la figura 8.29.b, anteriormente presentada, usada en la verificación del modelo teórico, se mostraba la situación de contacto final para el apoyo de una dovela A2 en un encuentro de las dovelas A1-A2. En ella se observa que en algunos puntos la distancia calculada llega a 2,16 mm. Una situación algo similar se observa para el apoyo de la dovela A5 en el encuentro de las dovelas A3-A2. La distancia entre las superficies llega a un máximo de aproximadamente 2 mm como consta en la figura 8.39.a.

En la figura 8.39.b se muestra el contacto final para el apoyo de una dovela C en el encuentro de las dovelas K y B. En ese caso, el apoyo no se hace primeramente por la zona central y los extremos de las dovelas sino que en puntos intermedios. La distancia máxima entre las dovelas es de 1,29 mm. De manera

similar, la tipología del contacto de la dovela C con la dovela B está dado en la figura 8.40.a. Se puede observar que el apoyo nuevamente se hace en puntos intermedios de la dovela y la máxima distancia es de 0,89 mm.

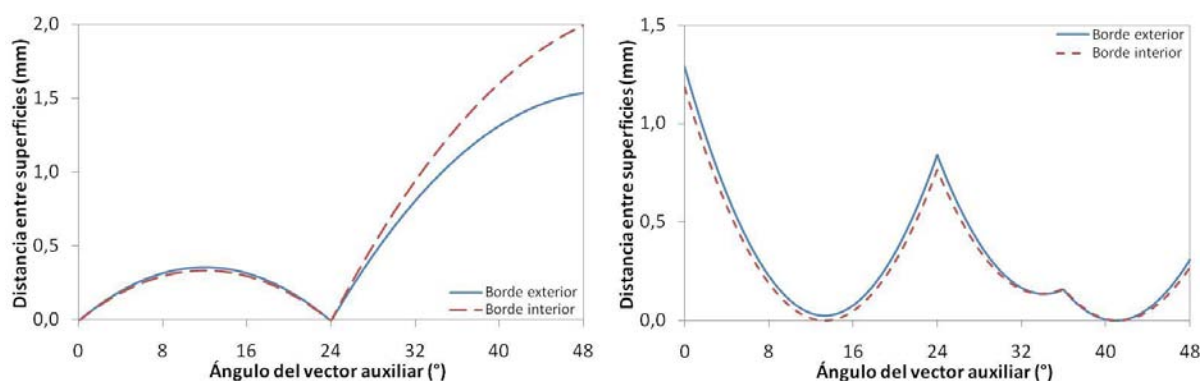


Figura 8.39 – Distancia formada entre superficies: a) contacto de la dovela A5 con el encuentro de las dovelas A3-A2 y b) contacto de la dovela C con el encuentro de las dovelas K-B

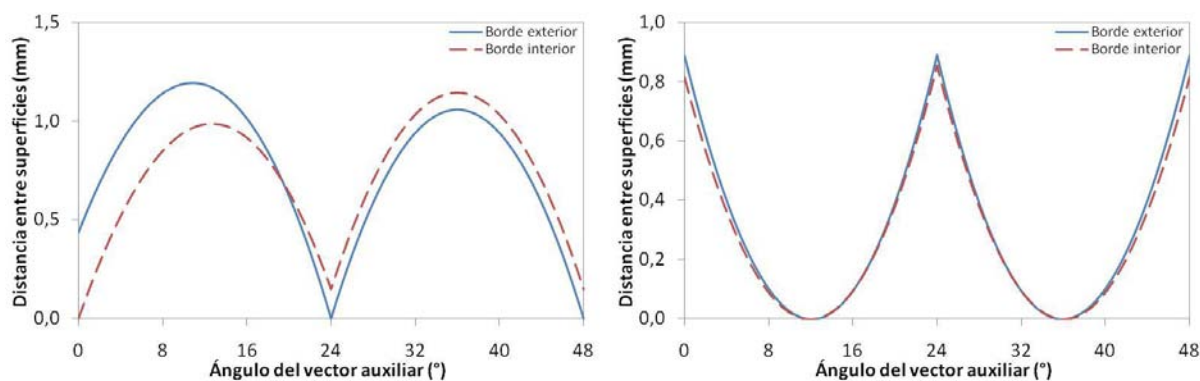


Figura 8.40 – Distancia formada entre superficies: a) contacto de la dovela C con la dovela B y b) contacto de la dovela A1 con el encuentro de las dovelas A2-A1

Cabe señalar que la mayoría de las combinaciones estudiadas presentan una solución única que puede calcularse en base a la formulación desarrollada y con la simplificación de  $\omega_1$ . Para obtener la situación de contacto final en los casos que no pudieron ser resueltos de ese modo, hay que tomar  $\omega_1$  como una variable más aplicando la misma formulación y el mismo procedimiento de resolución.

Un ejemplo de combinación que no puede ser resuelto asumiendo la simplificación de  $\omega_1$ , está dada en la figura 8.40.b para el apoyo de una dovela A1 en el encuentro de las dovelas A2-A1. En esa, a diferencia de los ejemplos anteriores, el apoyo no se hace simultáneamente en el borde exterior y el borde interior para un cierto punto. Se observa que el apoyo se realiza en el borde interior para un ángulo de  $0^\circ$  y por el borde exterior para los ángulos de  $24^\circ$  y  $48^\circ$ . La distancia máxima entre las superficies de contacto es de 1,20 mm aproximadamente.

El giro relativo entre anillos consecutivos no depende únicamente del trazado del túnel. Asimismo se busca maximizar el número de dovelas que se apoyan simultáneamente en dos dovelas del anillo anterior. Precisamente por ello, tal combinación suele ser la más frecuente a lo largo de la ejecución del túnel.

Por lo tanto, se ha estudiado de manera más detenida las combinaciones en las cuales la dovela se apoya en el encuentro de dos dovelas del anillo anterior. En la tabla 8.4 se muestran los espacios máximos calculados para todas las posibles combinaciones.

Tabla 8.4 – Espacios máximos entre dovelas en milímetros

		Dovelas que Sirven de Apoyo							
		K-B	B-A3	A3-A2	A2-A1	A1-A5	A5-A4	A4-C	C-K
Dovela que se Apoya	B	0,99	1,05	0,57	0,54	0,55	0,69	0,77	1,29
	A3	0,55	0,72	0,85	0,67	0,74	0,44	0,35	0,95
	A2	1,18	2,00	2,00	2,16	2,08	2,00	1,03	1,18
	A1	0,50	0,38	1,02	1,20	1,20	1,02	0,38	0,50
	A5	1,18	1,03	2,00	2,08	2,16	2,00	2,00	1,18
	A4	0,95	0,35	0,44	0,74	0,67	0,85	0,72	0,55
	C	1,29	0,77	0,69	0,55	0,54	0,57	1,05	0,99

En ella queda evidente que las aproximaciones de proyecto dan lugar a deficiencias de contacto entre 0,35 y 2,16 mm. Este rango es superior a lo que se recomienda en la literatura para las tolerancias en la anchura de los moldes empleados a la fabricación de las dovelas que va desde 0,3 hasta 1,6 mm, tal y como muestra la tabla 2.5.

## 8.6. Conclusiones

En base a lo expuesto, se ha caracterizado la geometría del anillo universal perfecto y la geometría del anillo universal real las cuales son definidas matemáticamente por las ecuaciones 8.7 y 8.12, respectivamente. Además, se ha desarrollado una formulación y un procedimiento de cálculo que permite determinar la situación final de contacto de las dovelas teniendo en cuenta las aproximaciones de proyecto.

De la misma manera se realiza un estudio de la influencia que pueden tener aspectos como la dimensión definida para la dovela llave, el número de dovelas en que se divide el anillo, de entre otros. A través de este estudio se obtienen algunas recomendaciones y sugerencias para una mejor aproximación de la forma del anillo universal perfecto, reduciendo los espacios generados a la hora de realizar el contacto. A pesar de ello, es importante matizar que la eliminación de las imperfecciones de proyecto es, al mismo tiempo, factible y sencilla. Para ello, solo hay que diseñar la forma del anillo universal de acuerdo con las ecuaciones presentadas en el apartado 8.2.2, evitando la definición de su anchura por puntos fijos. Así pues, dichas imperfecciones no deben ser admitidas en proyectos futuros.

Las deficiencias de contacto entre dovelas observadas en la Línea 9 de Barcelona debido a las aproximaciones de proyecto asumen valores de hasta 2,16 mm. Espacios entre dovelas con esta magnitud son bastante significativos si comparados con la tolerancia generalmente definida para la anchura de las dovelas.

Como se mostrará en los apartados siguientes, espacios tan grandes pueden comprometer significativamente la capacidad resistente de la dovela, dando lugar a un aumento en la incidencia de los daños estructurales. Sin embargo, a priori esta no parece ser la única causa de las fisuras observadas en las auscultaciones de la Línea 9. Hay que tener en cuenta que en la realidad la situación es todavía más crítica puesto que las tolerancias de fabricación y de montaje también contribuyen para la formación de las deficiencias de contacto.

## 9. RELACIÓN ENTRE DAÑOS ESTRUCTURALES Y DEFICIENCIA DE CONTACTO

### 9.1. Introducción

Una vez definida la filosofía de trabajo y los elementos empleados en la simulación de las deficiencias de contacto, el siguiente paso es estudiar la relación entre dichas deficiencias y los daños estructurales observados en la práctica. La necesidad de considerar la no-linealidad de los materiales en modelos considerablemente más detallados y complejos que los presentados en el Capítulo 7 nuevamente implica en el uso de programa de elementos finitos.

Con ellos se evalúa la influencia de diferentes tipos y magnitudes de imperfecciones de contacto sobre la capacidad resistente de la dovela determinada para un cierto nivel de daño crítico. Es razonable suponer que, en base a los resultados obtenidos en este estudio, se pueden derivar imperfecciones de contacto límite, las cuales serán usadas más adelante para estimar las tolerancias máximas.

Los MEF empleados tienen que ser suficientemente representativos de la situación encontrada en la realidad, empleando el menor número de elementos posible de modo a disminuir el tiempo total de cada análisis. Asimismo, se deben definir modelos con características geométricas y materiales bastante

usuales a fin de permitir una generalización de los resultados obtenidos y la proposición de un método simplificado para el diseño de las tolerancias.

### **9.1.1. Objetivos**

En este contexto, se establecen los siguientes objetivos para el estudio sobre la relación entre los daños estructurales y las deficiencias de contacto:

- proponer MEF cara a evaluar el comportamiento estructural del túnel teniendo en cuenta las imperfecciones de contacto causadas por las tolerancias;
- definir la condición de daño crítico usada para la estimación de la capacidad resistente de las dovelas;
- evaluar la evolución de la capacidad resistente relativa de las dovelas en función de cada imperfección de contacto aun teniendo en cuenta el efecto de algunas variaciones en las características del modelo y
- estimar los máximos valores de imperfección que no comprometen significativamente la capacidad resistente relativa de las dovelas.

### **9.1.2. Organización del estudio**

Para alcanzar estos objetivos, inicialmente se definen las características de las principales deficiencias de contacto que pueden dar lugar a los daños estructurales observados en la práctica como puede apreciarse en el apartado 9.2. Una vez hecho esto, en el apartado 9.3 se establece la condición de daño crítico usada en los análisis numérico de dichas imperfecciones para determinar las cargas límites resistidas por la estructura.

El análisis de las imperfecciones de contacto en las juntas longitudinales y de las juntas radiales se realiza en separada en los apartados 9.4 y 9.5, respectivamente. En cada caso se definen las características geométricas y las propiedades materiales de los MEF empleados en los análisis. Asimismo, se establecen algunas variaciones en estas características.

Tal y como se propone en la filosofía de trabajo, el uso de la condición de daño crítico en estos modelo permite derivar las curvas de la capacidad resistente relativa de la estructura en función de las deficiencias de contacto simuladas. En base a ellas se calcula la máxima imperfección de contacto absorbida por la dovela sin comprometer su capacidad resistente.

## **9.2. Consideración de las imperfecciones de contacto**

Durante la fase de construcción, hay dos sitios principales donde las deficiencias de contacto generalmente ocurren, es decir, en las juntas longitudinales y en las juntas radiales. En este capítulo se ahonde con más detalles en el tema de la relación entre las deficiencias de contacto y los daños estructurales. Para ello, se emplean algunos análisis con elementos finitos definidos de acuerdo con los resultados derivados en el Capítulo 7.

Independientemente del origen de las deficiencias de contacto en juntas radiales y longitudinales, es factible suponer que éstas pueden manifestarse de manera simultánea. Con ello, se plantea la cuestión sobre la necesidad de considerar dichas deficiencias de manera conjunta o en separado desde un punto de vista del comportamiento estructural de las dovelas. La respuesta depende básicamente de la posibilidad de, bajo las condiciones de contorno y cargas encontradas en la práctica, haber una influencia entre los daños estructurales producidos por ellas. El primer paso cara a resolver esta cuestión es, por lo tanto, comprender el mecanismo de formación de los daños estructurales así como la evaluación de la etapa del proceso constructivo más susceptible a la aparición de los mismos.

En la figura 9.1 puede apreciarse una vista en corte a través del eje del túnel además de los daños estructurales frecuentemente asociados a deficiencias de contacto en juntas longitudinales y radiales. Es sabido que esta última causa las fisuras longitudinales consecuentes de la aplicación de la fuerza de empuje de avance de la TBM. Por ello, estas fisuras son comúnmente encontradas en los dos últimos anillos recién instalados, los cuales reciben prácticamente la totalidad de la fuerza de empuje aplicada.

Por otro lado, las imperfecciones en las juntas longitudinales están relacionadas con las fisuras en las esquinas de las dovelas. Éstas son generalmente fruto de la carga aplicada perpendicularmente al eje del túnel, la cual genera un esfuerzo de compresión de dicha junta. De acuerdo con varios autores, este efecto tiende a ser crítico cuando el anillo deja la protección del escudo trasero de la TBM y tiene contacto con el mortero de relleno inyectado en el trasdós del túnel bajo presión. Sin embargo, el aumento de la presión aplicada al trasdós ocurre incluso poco antes de la salida del escudo por acción de la grasa inyectada entre las escobillas para impedir la entrada de material externo a la tuneladora. Por lo tanto, es natural que la aparición de las fisuras en las esquinas suceda algunos anillos detrás del segundo o tercero anillo instalado.

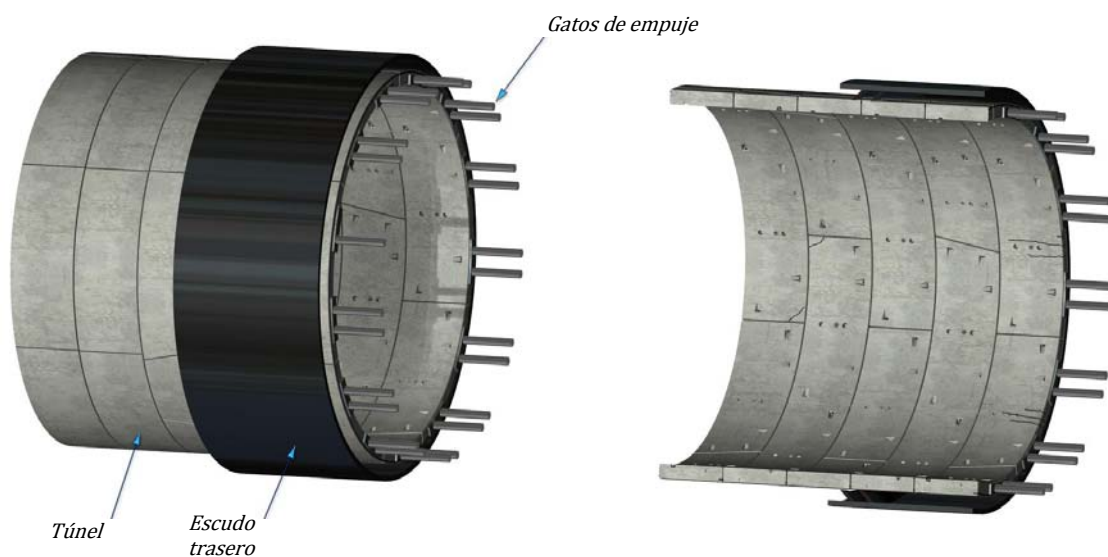


Figura 9.1 – Momento más común para la aparición de los daños estructurales

En este contexto, la carga crítica para cada tipo de daño estructural no debería acontecer de manera simultánea en un mismo anillo. Aunque esto sea posible, los esfuerzos que causan cada tipo de fisuras no coinciden ni en la dirección ni tampoco en el punto de la sección transversal de la dovela donde éstos se manifiestan. Por ejemplo, la combinación de contacto imperfecto en la junta radial y las cargas aplicadas por los gatos de empuje genera esfuerzos críticos cerca de la línea central paralela a la anchura de la dovela mientras que el esfuerzo producido en las esquinas tiende a ser mucho más bajo. Estos raciocinios refuerzan la idea de una consideración en separado del comportamiento estructural para cada imperfección de contacto.

A pesar de ello, se analizaron algunos MEF en 3D con objetivo de evaluar el efecto estructural conjunto de ambas imperfecciones de contacto y, como resultado, se identificaron una serie de desventajas. En primer lugar, la inestabilidad y la difícil convergencia apreciada en los MEF con consideración en separado de las imperfecciones son todavía más críticas en el caso de modelos con la consideración conjunta. De hecho, la mayoría de los modelos con estas características suele divergir a consecuencia del desplazamiento excesivo de los nodos de la malla. En segundo lugar, el número de posibles combinaciones de las imperfecciones se multiplica en el análisis conjunto, exigiendo el estudio de un número mayor de combinaciones de deficiencias de contacto. Ello compromete claramente la simplicidad y la aplicación del método aquí propuesto.



Teniendo esto en cuenta y dado que la relación entre los daños producidos por las distintas deficiencias de contacto tiende a ser bajo, se opta por un análisis en separado del comportamiento estructural frente a dichas imperfecciones. Las características más relevantes de este estudio son descritas a continuación.

### 9.3. Daño crítico

De acuerdo con la filosofía de trabajo propuesta, se debe definir un estado crítico de daño estructural de las dovelas en vías de calcular la carga crítica que lo genera. Con ello, se puede realizar la comparación del comportamiento observado en modelos con diferentes características. En esta definición se emplean los límites y conceptos generales propuestos en la parte 1.1 del Eurocódigo. Así pues, se debe verificar el comportamiento estructural de las dovelas tanto para estado límite de servicio como para el estado límite último.

Respecto al estado límite último, el daño crítico indica una situación cercana al colapso marcado por una deformación límite del hormigón o de la armadura. La deformación límite para el hormigón  $\varepsilon_{cu2,c}$  en condiciones de confinamiento se calcula a través de la ecuación 9.1 para  $\sigma_2$  igual a la tensión lateral efectiva e  $\varepsilon_{cu2}$  igual a la tensión última del material bajo compresión uniaxial. Los valores de referencias definidos en el Eurocódigo para esta última en hormigones con resistencia característica a compresión  $f_{ck}$  de 50 y 60 MPa es respectivamente 3,5‰ y 2,9‰. La deformación última del acero es de 7,5‰, lo que corresponde a una armadura de clase C. En todos los análisis del estado límite última se emplean factores parciales de seguridad en conformidad con lo establecido en la misma normativa.

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad [9.1]$$

La principal preocupación con relación al estado límite de servicio se centra en el control de la fisuración de las dovelas. Tal y como se suele definir para estructuras completa o parcialmente sumergidas, la abertura de fisuras en el túnel debe ser mantenida por debajo de valores límites por cuestiones de estanqueidad y durabilidad. Los valores máximos recomendados en el Eurocódigo varían entre 0,2 mm, para estructuras pretensadas con tendones adheridos, y 0,4 mm, para estructuras con armadura convencional que se cuadran en las clases de exposición X0 y XC1. No obstante, la propia normativa deja en abierta la posibilidad de relajar estos límites máximos en algunos casos en las que cuestiones estéticas no tienen demasiada importancia.

Para la clase de exposición más frecuente en los túneles (XC2), se recomienda una abertura máxima de 0,3 mm. Sin embargo, en el presente trabajo este límite máximo fue asumido como 0,5 mm teniendo en cuenta que los materiales de relleno inyectados en hueco anular dan lugar a un fenómeno de taponamiento cerrando parte de las fisuras generadas a lo largo del proceso constructivo. El mismo valor es recomendado por de Wall a fin de mantener la estanqueidad del túnel <sup>(11)</sup>.

La estimación de la abertura de fisura  $w_k$  se realiza a través del producto del máximo espacio entre fisuras  $S_{r,max}$  y la deformación equivalente debido a la fisuración  $\varepsilon_{cr}$  obtenida como respuesta del análisis con elementos finitos. Aunque en algunos análisis fueron realizados en base a este método, se optó por un enfoque más sencillo y flexible con control indirecto de la abertura de fisura mediante la limitación de la tensión que actúa en la armadura. Tras la evaluación de diversos modelos, se constató que la abertura límite de fisura previamente establecida ocurre cuando la tensión en la armadura se acerca a 500 MPa, o sea, la tensión de plastificación del material. También se observó que la proximidad a la tensión de plastificación coincide con un aumento considerable de la velocidad de abertura de fisuras para incrementos regulares de carga. En base a estas constataciones, la carga crítica para el estado límite último se obtiene cuando por la primera vez la tensión de tracción en la armadura alcanza 500 MPa.

Siguiendo la recomendación presente en el Eurocódigo, el valor medio de la tensión característica del hormigón a tracción fue empleada en el análisis del estado último de servicio. De manera análoga, se asumió un coeficiente de seguridad igual a 1 para los materiales. Es importante matizar que la condición de daño crítico es la misma para el análisis de todas las deficiencias de contacto.

#### 9.4. Deficiencias de contacto en juntas longitudinales

Los modelos 2D dados en el Capítulo 7 son un buen ejemplo de lo que puede ser usado en la evaluación de las deficiencias de contacto en juntas longitudinales. Éstos se caracterizan por la formación de un ángulo entre las superficies de las dovelas que componen la junta de modo que el contacto inicialmente se restringe a un área bastante reducida. Parece evidente que cualquier imperfección en las juntas longitudinales queda bien caracterizada a través de la definición del ángulo entre las superficies y del punto de contacto inicial.

Para cuantificar ambos parámetros en la junta longitudinal se establece un sistema de coordenadas rectangular tal y como puede apreciarse en la figura 9.2. Este sistema, empleado en todos los casos estudiados, presenta el eje  $x$  paralelo a la anchura de la dovela mientras que el eje  $y$  es paralelo a la línea que define el espesor del túnel. En base a ello, la posición del punto de contacto inicial se representa en función de sus coordenadas  $x$ - $y$  al paso que el ángulo entre superficies presenta una componente alrededor del eje  $x$  ( $\alpha'_x$ ) y otra alrededor del eje  $y$  ( $\alpha'_y$ ).

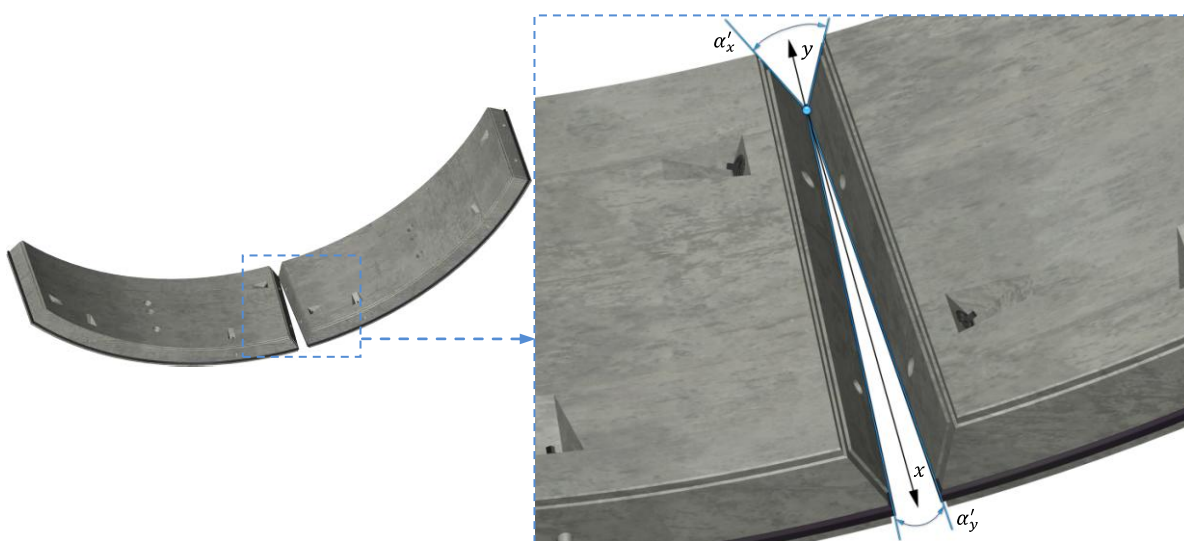


Figura 9.2 – Definición de las deficiencias de contacto en las juntas longitudinales

En este contexto, las formulaciones disponibles para modelos en 2D o bien modelos en 3D con elementos tipo losa incorpora una serie de simplificaciones que impide la simulación imprecisa de las deficiencias de contacto encontradas en la práctica. Por una parte, estos modelos solamente admiten la variación de la zona de contacto a lo largo de la anchura de la dovela mientras que, en la realidad, esta variación también ocurre a lo largo del espesor. Por otra parte, el ángulo simulado en dichos modelos tiene solamente una componente paralela al espesor del segmento, al paso que, en la realidad, la variación también puede ocurrir en el eje paralelo a la anchura. Tales variaciones de características demandan el uso de modelos 3D compuesto por elementos sólidos.

Aunque las deficiencias de contacto pueden ocurrir en todas las juntas, el patrón de fisuración observado generalmente indica un daño localizado de la dovela. Por consiguiente, no es necesario simular diversos anillos con diferentes imperfecciones en cada junta longitudinal, lo que llevaría a un análisis extremadamente demorado, especialmente cuando se emplean elementos sólidos. Debido a la naturaleza de estas imperfecciones de contacto y por las características de la carga aplicada, la simulación de algunos pocos segmentos del mismo anillo es suficiente para estimar la capacidad resistente relativa en función de la magnitud de las deficiencias de contacto impuestas.

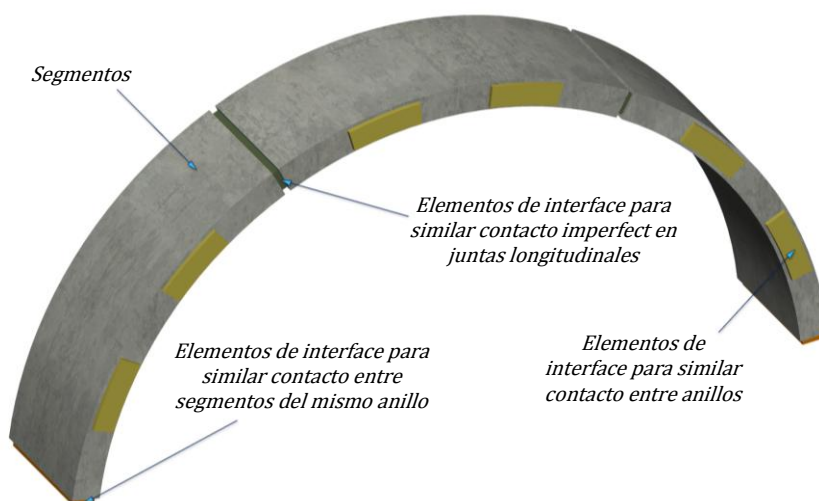
##### 9.4.1. Característica geométricas

Como puede apreciarse en la figura 9.3, el modelo propuesto se compone de tres dovelas yuxtapuestas para formar un sector del mismo anillo. Entre ellas, se disponen elementos de interface en una única capa

en vía de simular las imperfecciones de contacto en las juntas longitudinales. Aparte, se coloca una serie de elementos de interface para simular el contacto entre las tres dovelas modeladas discretamente con los demás segmentos del mismo anillo y con los anillos adyacentes.

El estudio enfoca esencialmente el comportamiento estructural del segmento central por ser éste el único que puede presentar imperfecciones de contacto en las dos juntas longitudinales. Las definiciones de parte de las características geométricas y mecánicas de los segmentos se hicieron en base a la evaluación del proyecto de túneles como la Línea 9 de Barcelona, la Línea 3 de Madrid, M30 y Westerscheldetunnel, entre otros. Con ello, se fijó el radio exterior del anillo en 5500 mm además de dovelas comprendiendo un sector circunferencial igual a 45° con 2000 mm de anchura. La definición del espesor de las dovelas está descrita en el apartado 9.4.3.

Existen diversas configuraciones que pueden ser adoptadas a la hora de diseñar las juntas longitudinales. Ejemplos clásicos son las juntas con packer, encaje macho hembra, contacto directo entre las dovelas o incluso una combinación de estos elementos. En este caso, suele ser muy frecuente en la práctica el uso del contacto directo sin ningún material de transición, lo que parece una tendencia para futuras construcciones. En base a ello, en el presente estudio se considera dicha configuración para todas las juntas longitudinales.



*Figura 9.3 – Modelo propuesto para el análisis de las imperfecciones de contacto en juntas longitudinales*

A pesar de las muchas posibilidades existentes, por regla general, el contacto entre dovelas del mismo anillo no se realiza a través de toda la superficies de la junta. Para evitar concentraciones indeseadas de tensión y fisuras localizadas en zonas de la pieza con baja concentración de armadura como las esquinas, se pueden instalar packers o se diseña una protuberancia de hormigón en un área interior a la superficie de la junta. En el promedio de todos los túneles evaluados, la distancia entre el canto del segmento en el lado más lejano al gasket y el perímetro del área donde efectivamente puede haber contacto es igual a un 12% del espesor.

La posición y la cantidad de gaskets también pueden variar considerablemente en función de las condiciones del entorno de cada túnel. En algunos casos, solamente se instala una línea de gasket cerca del intradós o del extradós del anillo. Sin embargo, hay algunos ejemplos del uso de dos líneas de gasket para aumentar el nivel de estanqueidad del revestimiento. En teoría, por su bajo módulo de elasticidad, este material no tiene función estructural presentando elevada deformación y bajísima capacidad de transmitir esfuerzos.

No obstante, se requiere un espacio adicional para la instalación del gasket con lo que el perímetro del área de contacto efectivo se mueve hacia el centro de la junta. Como se explica en los apartados siguientes, ello representa una condición ligeramente favorable desde el punto de vista del esfuerzo resistido por la dovela. Por lo tanto, en vez de simular un espacio para la instalación del gasket, se generalizó para todo el

modelo la distancia igual a 12% del espesor para el espacio entre el canto del segmento y el perímetro del área donde efectivamente puede haber contacto.

Lo mismo también vale para las juntas radiales donde el uso de packer sigue siendo bastante común. Este material corrientemente recubre parcialmente la junta, con lo que se reduce el área de contacto con anillos adyacentes. Ello queda reflejado en las juntas radiales del modelo que presentan dos áreas de contacto, cada cual con un sector angular de  $9^\circ$  simétricamente separadas de las esquinas de las dovelas y entre sí. Ésta y otras características geométricas del modelo están representadas en la figura 9.4.

Por otro lado, la armadura pasiva se modela como barras de acero discretas embebidas y adheridas al hormigón de las dovelas presentando sección transversal análoga al observado en los proyectos de los túneles estudiados. Barras de acero con 12 mm de sección transversal están localizadas paralelamente a la longitud circunferencial en dos capas: una cerca del intradós y otras cerca del extradós del segmento. Las demás armaduras están compuestas de barras de 8 mm de sección transversal usadas paralelamente a la anchura y a las juntas radiales.

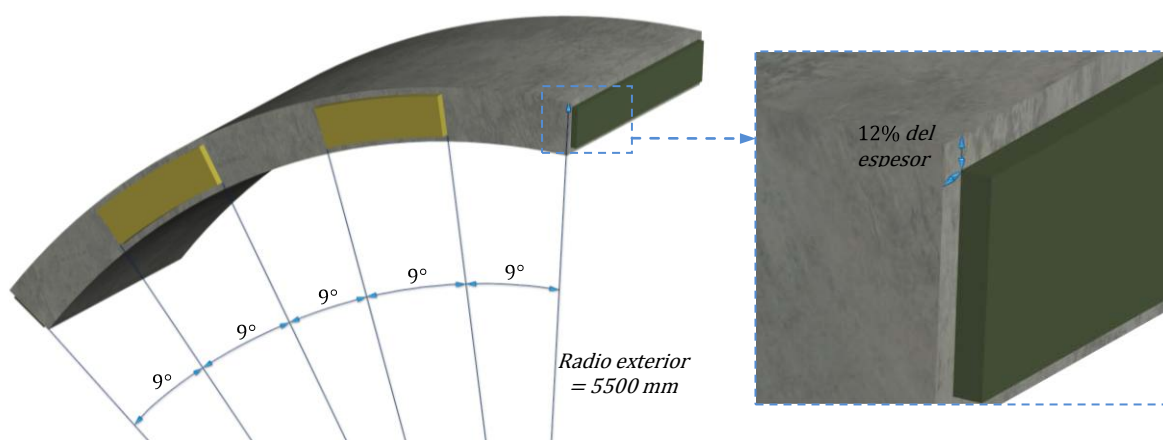


Figura 9.4 – Principales características geométricas definidas para el modelo

En la figura 9.5 se muestra el ratio promedio de distribución de las armaduras calculado en base a proyectos reales. Estos ratios promedios son usados en el cálculo del número de barras y del espacio entre ellas de modo a garantizar la comparación de modelos con características geométricas distintas.

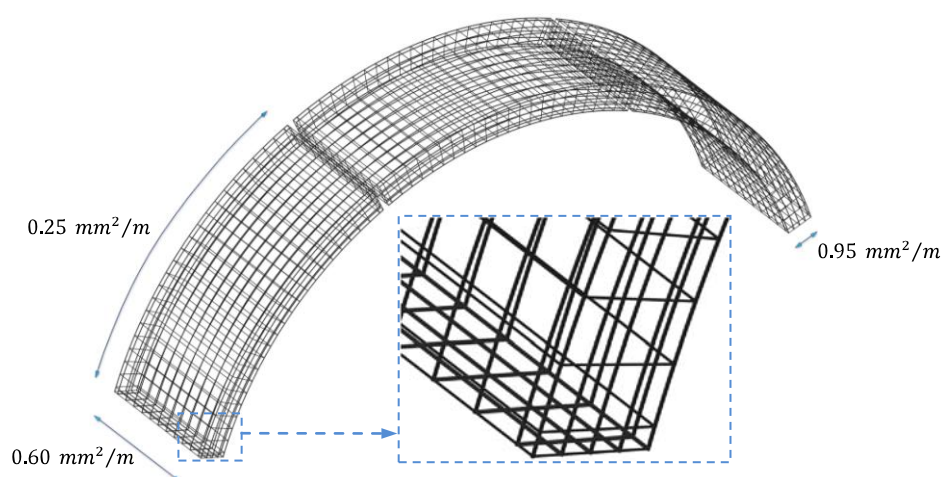


Figura 9.5 – Distribución y detalle de la armadura

Las barras perpendiculares a la longitud circunferencial del segmento posicionadas paralelamente al intradós o al extradós presentan distribución equivalente a un ratio de  $0,25 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Las barras localizadas en el mismo plano perpendicularmente a la anchura del segmento siguen un ratio igual a

0,60  $\text{mm}^2/\text{m}$ . Por otro lado, las barras dispuestas paralelamente y a lo largo de las juntas longitudinales y radiales tienen un ratio de 0,95  $\text{mm}^2/\text{m}$ .

Asimismo, tal y como es común en la práctica, se emplea una armadura más densa cerca de los cantos y de las esquinas del segmento a fin de disminuir las incidencias de daños estructurales. En todos los casos, se fija el recubrimiento de la armadura en 30 mm de acuerdo con el Eurocódigo 2. Este valor corresponde a un elemento estructural de clase S5 expuesto a un ambiente sumergido y raramente seco en el cual la corrosión resulta esencialmente del fenómeno de carbonatación. Ello refleja la situación encontrada en varios túneles que usualmente construidos por debajo del nivel freático.

Las caras de los elementos de interface sin contacto con las dovelas están completamente restringidas con respecto a desplazamientos y giros. Vale señalar que ello no afecta directamente el comportamiento de los segmentos siendo necesario exclusivamente para la correcta realización del análisis. Efectivamente, las condiciones de apoyo impuestas a los segmentos son función del modelo constitutivo y de las propiedades mecánicas adoptadas para los elementos de interface.

#### 9.4.2. Propiedades de los materiales

Las propiedades materiales para el hormigón y para la armadura fueron definidas en conformidad con el Eurocódigo 2. En los temas no tratados por dicha normativa, se emplearon las recomendaciones del código Europeo CEB-FIB 1990. Para representar el comportamiento del hormigón se emplea un modelo de deformaciones totales con fisuras rotacionadas. Este modelo ha sido usado con éxito en diversos análisis 3D de estructuras en hormigón armado para verificación de estado límite último y de servicio.

A fin de mantener características compatibles con los análisis realizados con anterioridad, se describe el comportamiento del hormigón a través de la curva tensión-deformación bilineal trazada en la figura 9.6. Esta curva presenta una rama elástica-lineal para tensiones inferiores a la resistencia a compresión del hormigón. Una vez alcanzado este límite, se verifica un comportamiento plástico en el cual aumentos en las deformaciones no producen incrementos en la tensión. Para la rama del diagrama correspondiente a la tracción se emplea un modelo de ablandamiento lineal. La pendiente de la curva de ablandamiento depende del parámetro energía de fractura del hormigón el cual representa la cantidad total de energía liberada por el material durante la fase de aparición de las fisuras.

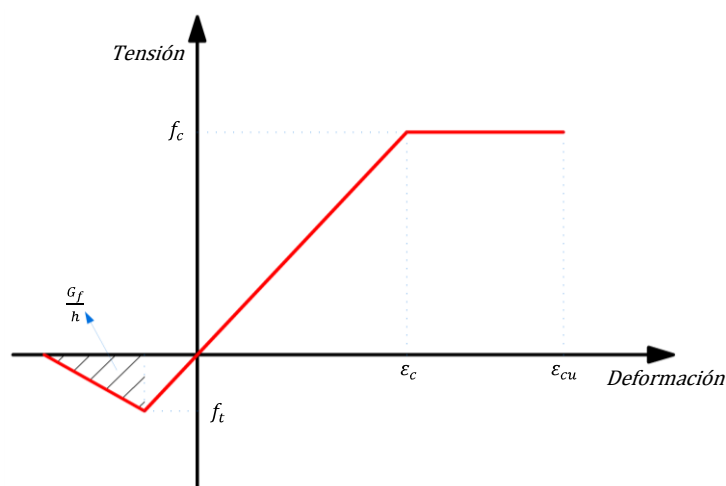


Figura 9.6 – Curva tensión deformación usada para modelar el comportamiento del hormigón

Parece evidente que este parámetro es esencial para la definición detallada de la curva tensión-deformación del hormigón, lo que justifica los diversos estudios realizados para estimar la energía de fractura. Sin embargo, se verifica una dispersión considerable entre los resultados medidos en estos estudios. A fin de evitar definiciones contradictorias, se emplea como valor de referencia el recomendado en el Código Europeo CEB-FIB 190 suponiendo un tamaño máximo de árido de 16 mm. El coeficiente de

Poisson de 0,15 se emplea para el hormigón en todos los modelos. Por otra parte, los valores de resistencia característica a compresión, de la resistencia a tracción y de las deformaciones características usadas en la curva tensión-deformación son establecidas de acuerdo con la clase del hormigón usados en los modelos. Estas clases son definidas en el apartado 9.4.3.

Para la armadura se emplea un modelo constitutivo de Von Mises con plasticidad aplicado a barras adheridas al hormigón. Como se evidencia en la figura 9.7, la curva tensión-deformación usada en este modelo presenta una rama elástico-lineal cuya pendiente sigue el módulo de elasticidad del acero. No obstante, para deformaciones superiores al valor característico de plastificación, el material entra en una rama plástica donde los incrementos de deformación no llevan a ninguna alteración de la tensión aplicada. El módulo de elasticidad y la tensión de plastificación adoptados para todos los modelos fueron  $2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$  y  $500 \text{ N/mm}^2$ , respectivamente.

Aunque los modelos constitutivos representan bien el comportamiento del hormigón y del acero, si no aplicados de manera razonable, éstos pueden arrojar una respuesta estructural poco representativa con respecto a la evolución de las fisuras observada en la realidad. A fin de comprender cómo el uso aparentemente correcto de los modelos constitutivos puede comprometer los resultados obtenidos, se propone el ejemplo de dos dovelas con imperfecciones de contacto en la junta longitudinal. A estas se aplica una carga crecente perpendicular a la junta lo que causa un aumento de las tensiones cerca del punto de contacto inicial llegando hasta la formación de las fisuras.

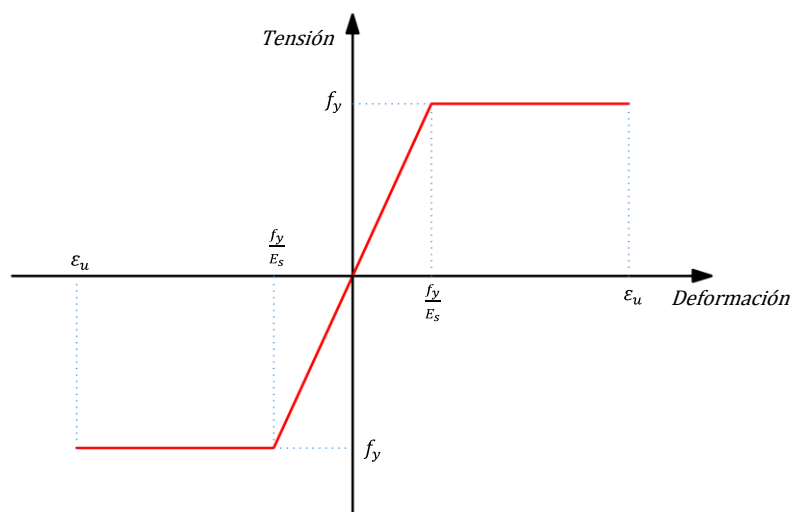


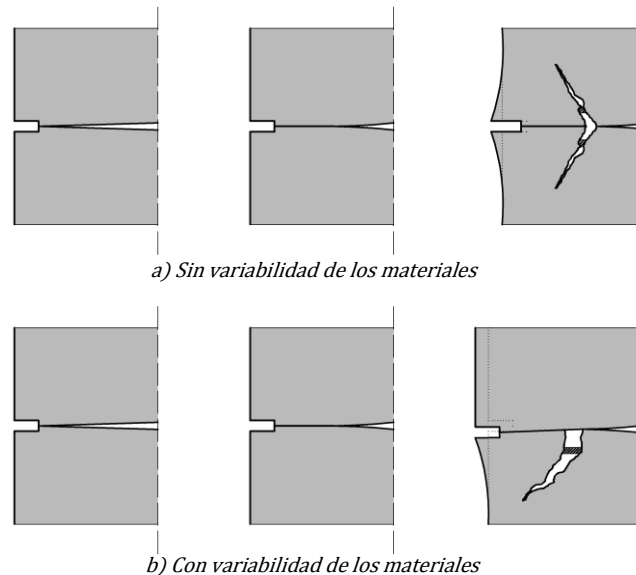
Figura 9.7 – Modelo constitutivo de Von Mises

Como puede apreciarse en la figura 9.8.a, bajo condiciones ideales y si los materiales de los dos segmentos siguen la misma ecuación constitutiva, las fisuras deben aparecer simultáneamente en ambas esquinas. A consecuencia de esto, hay un aumento del área de contacto y la redistribución de las fuerzas internas de modo que la evolución del mapa de fisuras ocurre de forma idéntica para los dos segmentos. En este contexto, la abertura que las fisuras deben presentar a fin de posibilitar la distribución de la situación de contacto también se divide entre ellos.

A pesar de la aparente representatividad y simetría de la respuesta estructural obtenida, este comportamiento casi nunca se constata en la situación práctica. En la realidad, existe una dispersión natural en las propiedades de los materiales con lo que se generan pequeñas diferencias respecto al comportamiento mecánico de los segmentos. Ello afecta directamente la aparición y evolución de las fisuras tal y como demuestra la figura 9.8.b.

En este segundo ejemplo se considera que el segmento inferior tiene resistencia a tracción ligeramente inferior a la observada en el segmento superior. Parece lógico que, bajo condiciones físicas equivalente y con el aumento de la carga aplicada, la primera fisura aparece en el segmento menos resistente, o sea, el inferior. La abertura de esta fisura produce una redistribución del contacto y de los esfuerzos internos

alrededor del punto de contacto inicial. Por consiguiente el nivel de tensión necesario para generar el daño estructural en el segmento superior, con mayor resistencia a tracción, es alcanzado con menos frecuencia que en el segmento inferior. Por lo tanto, la fisuración observada se concentra con más intensidad y de manera más notable en este último siendo, para el mismo nivel de carga, mucho más severa que la observada en el primero ejemplo.



*Figura 9.8 –Efecto de la variabilidad de los materiales sobre la aparición de las fisuras*

La tipología de daño encontrada a menudo en la práctica es muy similar a la ilustrada en el segundo ejemplo dado que las fisuras en las esquinas suelen ser más claras en uno de los elementos de la junta. Así, para estar a favor de la seguridad y representar adecuadamente la situación real, se deben considerar variaciones en las propiedades de los materiales usados en los segmentos que componen el modelo. En todo caso, la variación impuesta debe ser inferior a 2% alrededor del valor inicialmente establecido siendo el segmento en estudio (segmento central) el menos resistente de los tres.

La simulación de las imperfecciones de contacto se hace por medio de alteraciones en la curva tensión-desplazamiento de los elementos de interface de la junta longitudinal como se evidencia en la figura 7.5. Nuevamente se define un desplazamiento característico que marca el cambio entre dos comportamientos estructurales distintos. Para desplazamientos inferiores al valor característico, prácticamente no hay transmisión de esfuerzos a través del elemento. Al contrario, si el desplazamiento supera el valor característico, el elemento de interface presenta un comportamiento extremadamente rígido simulando el contacto efectivo entre superficies.

La rigidez del elemento de interface de las juntas longitudinales fue objeto de un estudio bastante detallado. Éste consiste en la comparación entre el desplazamiento medido para los elementos de interface y la deformación observada en las dovelas de hormigón. De manera resumida, se busca garantizar que el desplazamiento permitido por el elemento de interface sea mucho más bajo que la deformación del propio segmento. Con ello, se evita cualquier interferencia del elemento de interface sobre el comportamiento estructural de la junta una vez se haya efectuado el contacto.

Teniendo en cuenta las propiedades materiales y geométricas definidas con anterioridad, se constató que elementos de interface con rigidez del orden de  $10^9 \text{ N/mm}^3$  satisfacen dichas condiciones presentando un desplazamiento  $10^5$  veces más pequeña que el resultante de la deformación de las dovelas. En base a ello, se empleó una rigidez de referencia de  $2 \cdot 10^9 \text{ N/mm}^3$  en todos los modelos con imperfecciones de contacto en juntas longitudinales.



Por otro lado, la rigidez de los elementos de interface que simulan el contacto con anillos adyacentes considera las propiedades mecánicas del packer usado en las juntas radiales. Asimismo se pueden considerar algunas reducciones en la rigidez de estos materiales teniendo en cuenta los casos en que el contacto entre anillos es imperfecto. Tras el análisis de varios modelos, se observó que un confinamiento lateral más elevado lleva a una aparición de fisuras más temprana y severa.

Como puede apreciarse en la figura 9.9, la justificación para esta constatación es bastante intuitiva para los modelos empleados en el presente análisis. En la situación con un menor confinamiento lateral, los segmentos tienen menos restricción a la deformación e incluso a una cierta rotación lateral de los mismos. Tanto la deformación como el movimiento son efectos positivos que contribuyen a la reducción de la imperfección de contacto inicial, al mismo tiempo, aumentando la capacidad de los segmentos de adaptarse a éstas. Ello está claramente más limitado si se supone el contacto integral con el packer, lo que se traduce en un mayor confinamiento. En este caso, el segmento tiene la deformación y el movimiento limitados, lo que disminuye su capacidad de adaptarse a las deficiencias de contacto produciendo fisuras a cargas más bajas.

El contacto entre el packer y los segmentos de hormigón se considera integral para todos los modelos puesto que ésta es la condición más desfavorable. Siguiendo la misma idea, la rigidez de los elementos de interface usados para simular el packer fue definido de acuerdo con los valores medidos en la campaña experimental descrita en el Capítulo 6. En base a ello, se fijó la rigidez de las juntas radiales en  $2 \cdot 10^2 \text{ N/mm}^3$ .

Por otra parte, los elementos de interface que simulan el contacto entre segmentos del mismo anillo presentan un comportamiento considerablemente más rígido debido a la baja deformación permitida por las dovelas adyacentes frente a una compresión uniforme en el trasdós. Ésta puede variar significativamente en función de la fase del proceso constructivo y otras condiciones de contorno. Por ello, la definición de una rigidez de referencia que representa el comportamiento de la parte del anillo no modelada discretamente es bastante difícil, envolviendo varias incertidumbres.

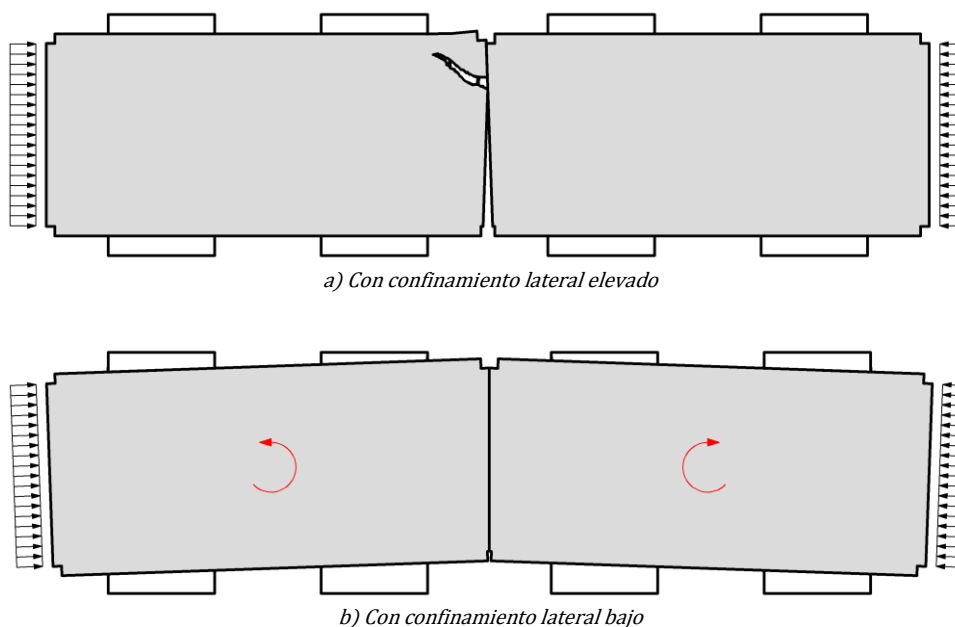


Figura 9.9 – Restricción de deformación y rotación del segmento

Sin embargo, el análisis de modelos semejantes muestra que la influencia de este parámetro sobre el comportamiento estructural de la junta con imperfecciones de contacto sigue pequeña para un amplio rango de rigideces en una situación de elevado confinamiento lateral. Esto es consecuencia de la restricción lateral impuesta al segmento, la cual limita sus desplazamientos generando una distribución prácticamente uniforme de deformaciones y de tensiones en la junta longitudinal.



En vías de mantener cierta similitud con lo que se espera en la práctica después que el anillo recibe toda la presión del material de relleno, se asume la rigidez de  $2 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^3$  para elementos de interface que simulan el contacto entre segmentos del mismo anillo. Es importante resaltar que este valor es una mera aproximación que considera la junta sin packer.

#### 9.4.3. Variables consideradas

La principal solicitación aplicada al modelo consiste de una presión creciente uniformemente distribuida en el trasdós de las tres dovelas. Esta presión pretende simular el caso de carga responsable por aumentar el nivel de tensión aplicado a las juntas longitudinales. El sistema de coordenadas local, el punto de contacto inicial y la imperfección de contacto alrededor de los ejes  $x$  e  $y$  son fijados para las dos juntas longitudinales de la dovela central. Por consiguiente, cada modelo queda definido por algunas variables que pueden ser combinadas entre sí y alteradas de manera independiente. Como resultado, se tiene un gran universo de posibles combinaciones y una enorme cantidad modelos a ser analizados. Una vez que el análisis de todos ellos no es factible dados los límites de tiempo y computacionales existentes, se reduce el universo de combinaciones a través del análisis de algunos modelos de referencia y de la literatura sobre el tema.

La superficie de los segmentos sigue la forma de las chapas metálicas usadas en los moldes. Debido a las características del material empleado y la manera como generalmente se construyen los moldes, es razonable suponer que estas chapas presentan una superficie con cambios graduales en sus tangentes. En este contexto, cambios más bruscos se encontrarían a lo largo del perímetro de la superficie donde hay una junción entre chapas que conforman diferente laterales del segmento, siendo así más susceptibles a imperfecciones. Por esto, las imperfecciones encontradas en el interior de la superficie de la junta tiende a ser bastante suave de modo que el contacto inicial en esta zona se hace menos probable que en el perímetro de la superficie. Además, la propia naturaleza del proceso de instalación de las dovelas permite tan solo giros de la superficie como un todo. Así, independientemente de la existencia de imperfecciones en un punto en el medio de la superficie, hay una mayor probabilidad de que contacto inicial ocurra en un punto localizado a lo largo del perímetro de la misma.

Para examinar la influencia de la posición del punto de contacto inicial sobre el comportamiento estructural del segmento se analizaron algunos MEF de referencia. En estos se varía la posición del punto de contacto inicial a lo largo de la anchura del segmento de manera idéntica en las dos juntas longitudinales conformadas por la dovela central. Para cada posición se determina la carga crítica necesaria para generar el daño estructural límite. Como resultado se obtiene una curva relacionando la posición del punto de contacto inicial medida a partir de la lateral de la dovela con la carga crítica. Estos parámetros son mostrados respectivamente en los ejes  $x$  e  $y$  del gráfico de la figura 9.10 para diferentes magnitudes de imperfecciones de contacto (ángulos entre superficies igual a  $0,10^\circ$ ,  $0,15^\circ$  y  $0,20^\circ$ ).

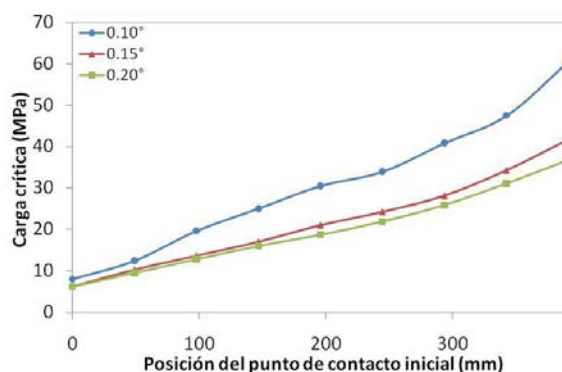


Figura 9.10 – Carga necesaria para producir daño crítico en función de la posición del punto de contacto inicial

Los resultados obtenidos muestran una misma tendencia para todas las magnitudes de imperfecciones analizadas. Como se esperaba, la carga aplicada a la estructura para producir el daño crítico reduce

considerablemente conforme el punto de contacto inicial se acerca al perímetro de la junta. Tal constatación es fruto de la variación en la extensión de la superficie fisurada y del nivel de confinamiento impuesto a ésta en función de la posición de del punto de contacto inicial. Por un lado, a medida que este punto se acerca a los cantos de la dovela, el área equivalente de la superficie fisurada se reduce llevando a la disminución la fuerza movilizada para producirla. Por otro lado, el grado de confinamiento impuesto por las armaduras y por la masa de hormigón alrededor de la superficie fisurada también tiende a disminuir conforme ésta se mueve hacia los cantos. Con ello, se debería observar una reducción de la carga que debe ser aplicada para producir un cierto daño estructural.

En resumen, además de ser la situación con más probabilidad de ocurrir en la práctica, el contacto inicial coincidente con el perímetro de la junta representa una condición crítica para la capacidad resistente del segmento. En vista de estas circunstancias, el estudio de las imperfecciones de contacto en las juntas longitudinales puede ser reducido al análisis de los casos en que el punto de contacto inicial está localizado sobre los bordes de la junta. Aunque esta constatación reduce considerablemente la cantidad de modelos a analizar, todavía se pueden realizar simplificaciones adicionales.

Casi todas las recomendaciones encontradas especifican solamente un valor para la desviación angular de las juntas longitudinales sin mencionar si la tolerancia se refiere al eje paralelo al espesor o a la anchura de la dovela. Desde un punto de vista menos conservador, se puede asumir que la imperfección ocurre preferentemente alrededor del eje  $x$  paralelo a la anchura, lo que tiende a generar la situación más desfavorable. No obstante, desde un punto de vista más conservador, se puede considerar que la tolerancia ocurre simultáneamente con la misma intensidad y valor máximo en los dos ejes.

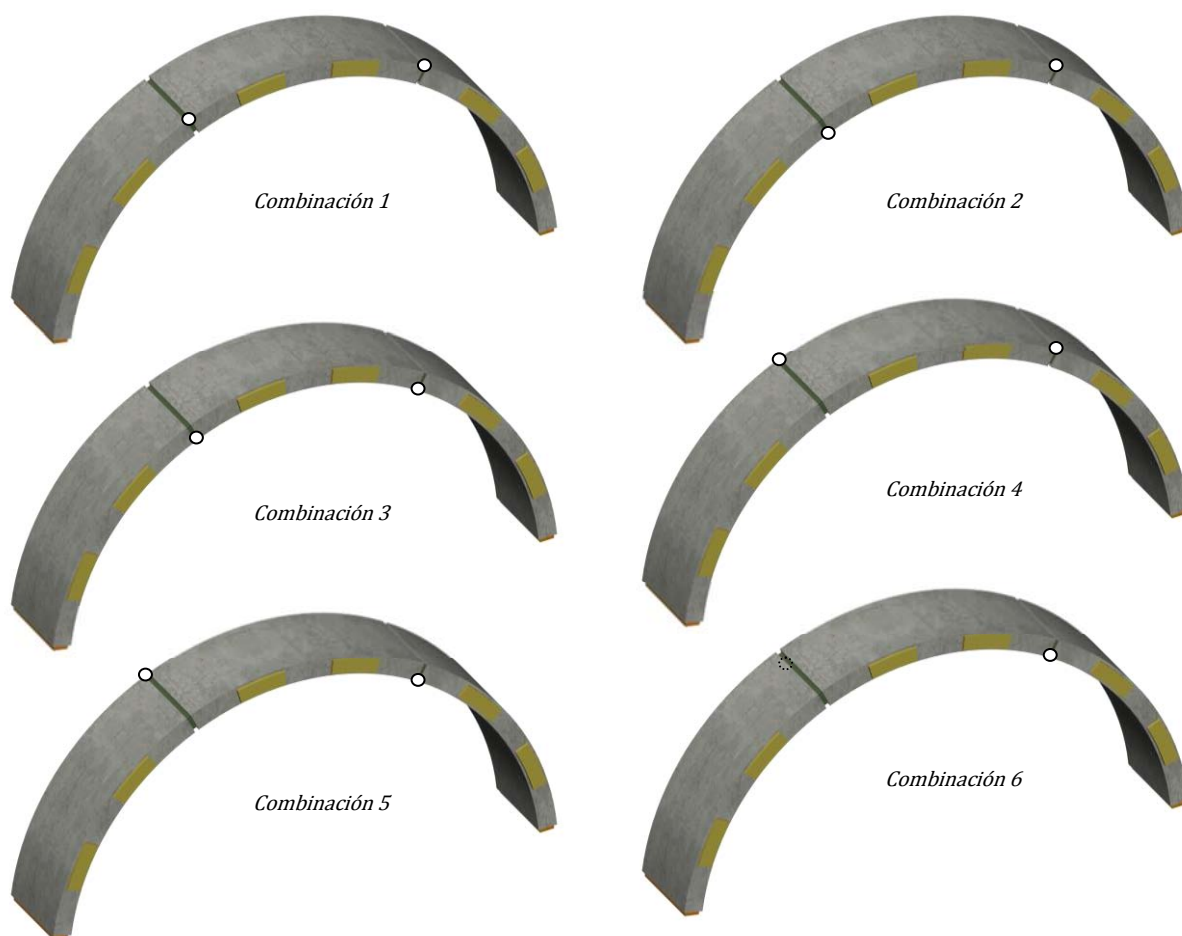


Figura 9.11 – Diferentes combinaciones de los puntos de contacto inicial posibles

A pesar de la mayor complejidad del problema y las dificultades adicionales de convergencia, por cuestión de seguridad, se adopta la segunda consideración en el presente estudio. Por consiguiente, el contacto inicial queda limitado a una de las cuatro esquinas de la junta longitudinal siendo la imperfección igual para los dos ejes del sistema de coordenadas definido inicialmente. Teniendo en cuenta que el modelo presenta dos juntas que pueden presentar imperfecciones simultáneamente, todavía existen 16 posibles combinaciones para las posiciones de los puntos de contacto inicial. Sin embargo, gracias a la simetría de las condiciones de apoyo y de puesta en carga, solamente se identifican 6 combinaciones distintas, tal y como evidencia la figura 9.11.

Además de las posibles posiciones del punto de contacto inicial, existen muchas otras variables que pueden influenciar el comportamiento de la junta frente a las imperfecciones de contacto. Una vez que por cuestiones obvias no puede considerar todas, se evalúan únicamente dos de ellas teniendo en mente su probable importancia estructural. Por una parte, se consideran modelos formados por dovelas con 350, 400, 450 y 500 mm de espesor, un rango que abarca la gran mayoría de los túneles construidos con tuneladora. Por otra parte, se proponen variaciones a las propiedades materiales habiendo modelos con hormigón de clase C50 y C60.

Las combinaciones de todas las variables descriptas con anterioridad se resumen a los casos listados en la tabla 9.1, la cual presenta los modelos divididos en grupos. Para cada grupo, un mínimo de 10 modelos son analizados teniendo en cuenta 10 diferentes imperfecciones de contacto que van desde  $0,0^\circ$  hasta  $0,4^\circ$ . En total, se analizan más de 120 modelos.

*Tabla 9.1 – Combinaciones de variables para imperfecciones de contacto en juntas longitudinales*

Grupo	Espesor (mm)	Clase del hormigón	Deficiencias de contacto
M1	35	C50	Como mínimo 10 imperfecciones de contacto variando desde $0,0^\circ$ hasta $0,4^\circ$
M2	35	C60	
M3	40	C50	
M4	40	C60	
M5	45	C50	
M6	45	C60	
M7	50	C50	
M8	50	C60	

#### **9.4.4. Resultados y análisis**

Los resultados de la capacidad resistente relativa de la dovela en función de la magnitud de la imperfección impuesta a las juntas longitudinales son mostradas en la figura 9.12, para segmentos con espesor igual a 350 y 400 mm, y en la figura 9.13, para segmentos con 450 y 500 mm de espesor. La misma tendencia se mantiene para todas las curvas prácticamente de manera independiente a la clase de hormigón usada.

Esta tendencia indica tres comportamientos distintos en función del ángulo formado entre las superficies de las juntas. Para imperfecciones inferiores a  $0,20^\circ$ , la capacidad resistente relativa de la dovela presenta una ligera reducción, generalmente inferior a los 20%. Para ángulos entre  $0,20^\circ$  y  $0,28^\circ$ , se verifica un bajón importante de aproximadamente un 65% en la capacidad resistente relativa del segmento. La parte final de las curvas, comprende modelos con imperfecciones mayores que  $0,28^\circ$ , la reducción de la capacidad resistente se limita a un 5%.

La explicación física para este comportamiento se basa en la capacidad límite de la dovela en se adaptar mediante su deformación, translación y rotación a las imperfecciones de contacto existentes. Ello queda evidente a través de la tipología del daño estructural encontrado en modelos referentes a las diferentes partes de la curva descritas en el párrafo anterior.

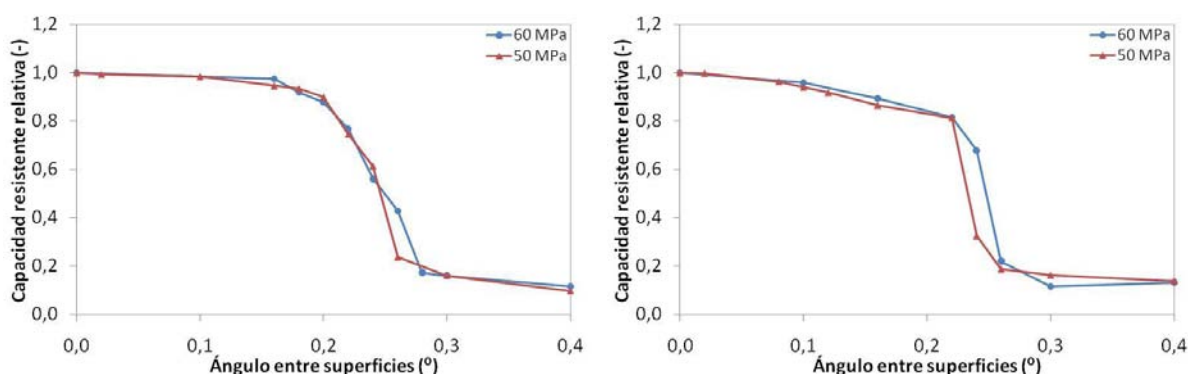


Figura 9.12 – Capacidad resistente relativa en función de la imperfección en las juntas longitudinales de segmentos con espesor igual a: a) 350 mm y b) 400 mm

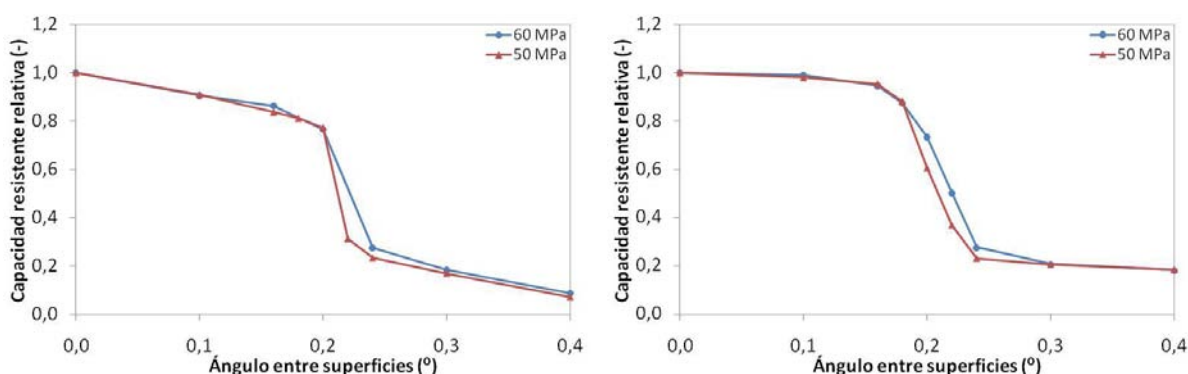


Figura 9.13 – Capacidad resistente relativa en función de la imperfección en las juntas longitudinales de segmentos con espesor igual a: a) 450 mm y b) 500 mm

En la parte inicial, las imperfecciones de contacto son casi completamente absorbidas por la deformación y por el movimiento de la dovela. Pese a la existencia de una pequeña concentración de tensión alrededor de la zona de contacto inicial, el mapa de fisuras presenta las mismas características que en el caso sin imperfección de contacto. En esta fase, las fisuras surgen debido a las fuerzas del spalling que aparecen cerca de las esquinas de la dovela. La segunda parte de la curva marca la transición en la cual la imperfección deja de ser completamente absorbida por la deformación natural y por el movimiento del segmento. A consecuencia de la deficiencia de contacto, se generan tensiones de corte dentro de la zona donde hay contacto efectivo, lo que lleva a la aparición de fisuras. La deformación resultante de la abertura de la fisura permite que el contacto se distribuya considerablemente antes que la armadura alcance la tensión límite usada como parámetro de control para la condición de daño crítico.

En la tercera parte de la curva, las deficiencias de contacto en las juntas longitudinales todavía no pueden ser absorbidas por la deformación y el movimiento de la dovela. En virtud de esto, nuevamente se observa la aparición de fisuras debido a los esfuerzos de corte cerca de la esquina de las dovelas. Sin embargo, en esta fase, la abertura de las fisuras necesaria para la distribución del contacto entre las superficies es suficiente para producir la tensión límite en la armadura. Esta condición límite se verifica para niveles de carga muy bajos, poco después de la aparición de las primeras fisuras, o sea, antes de que el contacto pueda distribuirse por las superficies.

Todos los modelos con hormigón de clase C60 resistieron a una carga crítica superior a la observada para los modelos con hormigón de clase C50 para la misma imperfección. Esta diferencia deja de existir al compararse la capacidad resistente relativa de ambos. Por lo tanto, para el rango de variaciones considerado, el cambio del tipo de hormigón empleado en las dovelas no afecta el comportamiento de la misma frente a las deficiencias de contacto.

El bajón brusco de la capacidad resistente observada al final de la primera parte de la curva permite una clara evaluación de la máxima imperfección que puede ser absorbida por las dovelas sin causar daños estructurales críticos. Los valores máximos identificados en cada caso están resumidos en la tabla 9.2 para los 4 espesores de segmento considerados.

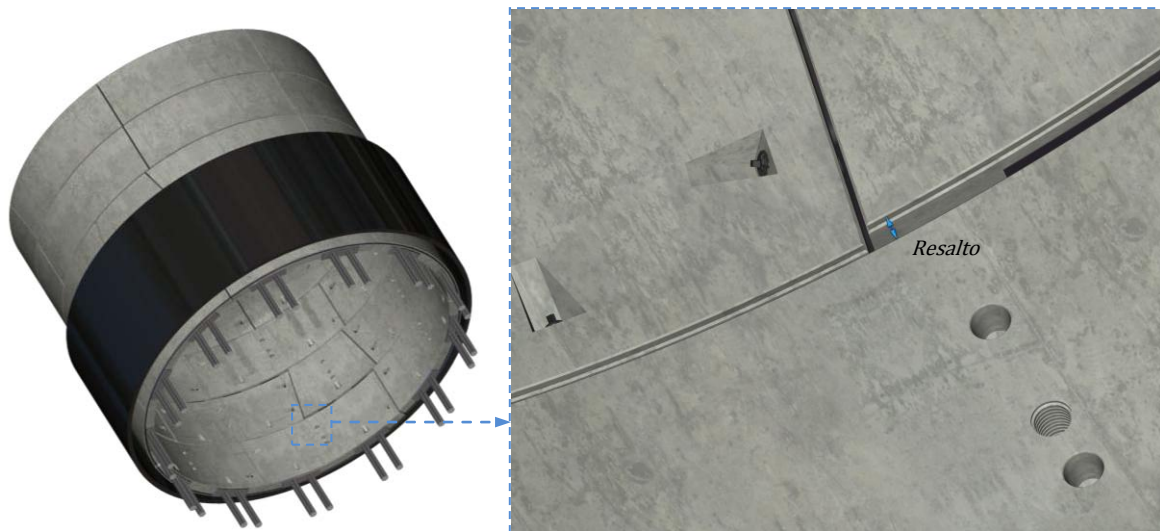
*Tabla 9.2 – Ángulo máximo entre superficies de la junta longitudinal*

Espesor (mm)	Ángulo máximo (°)
350	0,22
400	0,22
450	0,20
500	0,18

En ella puede apreciarse que elementos más delgados sostienen imperfecciones más elevadas que las observadas para segmentos más espesos. Ello es un producto de las diferencias en la deformabilidad de las dovelas. Así, segmentos más delgados también son más deformables permitiendo una mayor imperfección, al paso que elementos más gruesos son menos deformables y, por consiguiente, menos capaces de absorber dichas imperfecciones.

### 9.5. Deficiencias de contacto en las juntas radiales

Las imperfecciones de contacto en las juntas radiales están relacionadas a diferencias en la posición de las dovelas del mismo anillo, lo que genera un resalto paralelo al eje del túnel. Como evidencia la figura 9.14, ello da lugar a una condición de apoyo parcial que tiene una importante influencia sobre el comportamiento estructural del siguiente anillo a ser instalado. Éste puede presentar fisuras longitudinales debido a la acción del empuje aplicado por los gatos de avance. Por lo tanto, la definición y la medición de las deficiencias de contacto en las juntas radiales se hacen en función del resalto formado entre los segmentos del anillo anterior.



*Figura 9.14 – Resalto causando deficiencias de contacto en la junta radial*

Tanto el resalto como el mecanismo de fisuración casi no varían a lo largo del espesor de las dovelas. De hecho, esta dimensión tiende a ser muchas veces más pequeña que la longitud circunferencial y la anchura de la dovela. Esta última, en particular, tiende a ser uno de los parámetros más significantes con respecto a la situación de apoyo parcial y la distribución interna de tensiones en la dovela. Teniendo esto en mente,

los MEF empleados aquí no requieren un nivel de detalle tan complejo como el usado en el análisis de las deficiencias de contacto en las juntas longitudinales.

Puesto que el nivel de detalle requerido lo admite, se propone un modelo con elementos tipo losa que arroja un menor tiempo de análisis frente a un modelo análogo con elementos tipo sólido. Asimismo se supone que las características de la carga aplicada a los segmentos y la respuesta estructural obtenidas no son significativamente influenciadas por la curvatura del anillo. En este caso, no hay necesidad de emplear MEF en 3D el cual puede ser sustituido por un modelo en 2D capaz de aproximar satisfactoriamente la situación encontrada en la práctica. No obstante, cabe señalar que los modelos en 2D no permiten simular de manera directa la carga aplicada al trasdós de las dovelas. Si no, la consideración de la acción de esta sollicitación se hace indirectamente a través de la imposición de una carga normal equivalente de confinamiento aplicada a los segmentos.

De acuerdo con algunas referencias bibliográficas, la condición crítica ocurre cuando el anillo en cuestión, todavía dentro de la tuneladora, se apoya contra un anillo anterior que dejó la protección el escudo. Este último recibe una carga importante en el extradós con lo que se genera un confinamiento que limita los movimientos y la acomodación de las dovelas, evitando así la reducción de las imperfecciones de contacto. Luego dicha imperfección debe ser completamente absorbida por las dovelas del nuevo anillo.

En los apartados siguientes se presentan la descripción detallada de las características generales del modelo propuesto y de los resultados obtenidos.

#### 9.5.1. Características geométricas

A fin de evaluar las imperfecciones de contacto en las juntas radiales no hace falta simular un gran número de anillos, más bien se puede emplear un modelo formado por un número reducido de segmentos. En la figura 9.15 se muestra el modelo definido para la realización del presente estudio que pretende simular el comportamiento conjunto de dos anillos adyacentes teniendo en cuenta los resaltos entre dovelas. Del primer anillo a ser instalado se modelan explícitamente dos segmentos entre los cuales se produce las imperfecciones de contacto. Esta imperfección se traduce en una condición de contacto parcial con el segundo anillo instalado. De éste, se modelan de forma explícita tres segmentos: un central que recibe la totalidad de las imperfecciones de contacto y dos de extremidad que le imponen una carta restricción al desplazamiento y al giro.

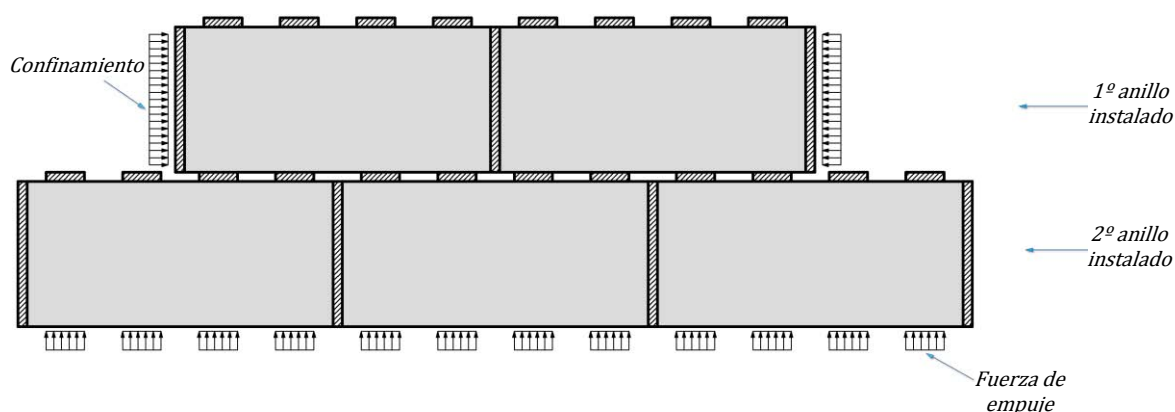


Figura 9.15 – Modelo para el análisis de las imperfecciones de contacto en las juntas radiales

En vías de reducir el tiempo gasto en cada análisis, nuevamente se simulación el contacto con las demás dovelas del mismo anillo y con las dovelas de anillos adyacentes a través de un conjuntos de elementos de interface. Todos los segmentos modelas presentan 4000 mm de longitud con un espesor virtual que varía de acuerdo con lo que se establece en el apartado 9.5.3. Las mallas están formadas por elementos planos de losa con 4 nodos y 74,5 mm de canto definidos en conformidad con los estudios desarrollados en el



Capítulo 7. No obstante, se emplean dos puntos de integración por canto a fin de reducir las distancias entre los puntos donde se verifica la fisuración a una distancia de aproximadamente 37,2 mm.

El contacto entre anillos se encuentra limitado al área de la junta radial recubierta por las láminas de packer. Estas láminas presentan 500 mm de longitud estando dispuesta en número de 4 por segmento. Los espacios entre ellas y entre el canto de la dovela y el perímetro de la lámina más cercana son 500 y 250 mm, respectivamente. Tanto la junta radial como la junta longitudinal se modelan por medio de elementos de interface cuyo espesor virtual varía de acuerdo con el espesor del anillo. Los lados de los elementos de interface que no están en contacto con los segmentos tienen el desplazamiento y el giro completamente bloqueado. Cabe señalar nuevamente que esta restricción no afecta directamente a los segmentos que tienen su condición de apoyo definida por las propiedades de los elementos de interface. Las armaduras son modeladas como barras discretas que presentan la misma área y distribución definida en el apartado 9.4.1 para el modelo con imperfección de contacto en juntas longitudinales.

### 9.5.2. Propiedades de los materiales

Las propiedades, sus modelos constitutivos y los parámetros de entrada para el hormigón y el acero de la armadura son iguales a las descritas en el apartado 9.4.2. La misma observación también es válida para el modelo constitutivo de los elementos de interface que presentan comportamiento activo a compresión estando incapacitados de transmitir esfuerzos de tracción. La principal diferencia respecto a los modelos descritos con anterioridad se centra en la definición del módulo de elasticidad de la rama de compresión de la curva tensión-desplazamiento. En función del valor adoptado, se dividen los elementos de interface en 7 clases, cada cual simulando un comportamiento estructural específico. La localización de las diferentes clases está indicada en la figura 9.16.

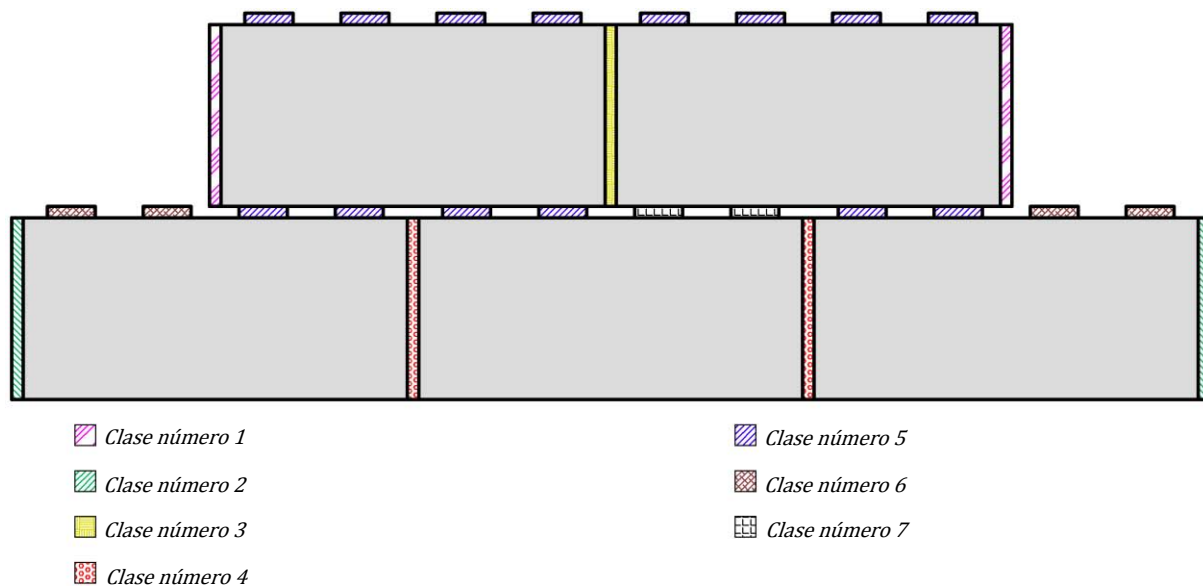


Figura 9.16 – Diferentes clases de elementos de interface usados

Los elementos de la clase 1 se encuentran en las juntas longitudinales en las extremidades de los segmentos del primer anillo instalado. Las propiedades mecánicas de éstos debe simular el contacto con las demás dovelas del mismo anillo que no son modeladas explícitamente. En la práctica, estas propiedades son bastante difíciles de simular variando desde valores muy bajos – observados cuando se monta el anillo – hasta valores bastante elevados – cuando actúa una carga considerable en el trasdós.

Frente a esto, una rigidez más elevada a compresión representa la condición más desfavorable. Con ello, se limita la capacidad de acomodación interna del anillo, lo que podría reducir los resaltos inicialmente existentes en el mismo. Tras algunos análisis preliminares se verificó que no hay diferencias considerables

para modelos con rigideces desde  $2 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^3$  hasta el máximo considerado de  $2 \cdot 10^7 \text{ N/mm}^3$ . El mayor de estos valores fue elegido por ser ligeramente más estricto y por arrojar una mejor convergencia en los diferentes pasos de carga.

El opuesto se observó para los elementos de interface de la clase número 2 localizados en las juntas longitudinales en las extremidades del segundo anillo instalado. En este caso, una rigidez más baja a compresión representa la condición más nociva para el segmento central que, de lo contrario, presentaría un cierto grado de confinamiento lateral capaz de reducir la formación de fisuras. Así pues, se emplea una rigidez más bien baja ( $2 \cdot 10^1 \text{ N/mm}^3$ ) para simular la situación crítica en la cual el anillo se encuentra en el interior de la tuneladora mientras que el segundo anillo, ya fuera de la máquina, recibe cierto confinamiento lateral.

Los elementos de la clase 3 se encuentran en las juntas longitudinales formadas por los dos segmentos del primer anillo. En vista del confinamiento lateral impuesto, los elementos de interface de esta junta deben presentar elevada rigidez a compresión la cual fue fijada en  $2 \cdot 10^7 \text{ N/mm}^3$ . Por otra parte, los elementos de la clase 4 están localizados en la junta longitudinal entre los tres segmentos del segundo anillo instalado. Teniendo en cuenta que el giro de los segmentos bajo la protección del escudo de la tuneladora no está totalmente restringido, se define una baja rigidez igual a  $2 \text{ N/mm}^3$  para aquellos.

La clase 5 incluye los elementos distribuidos a lo largo de la junta radial estando conectados por uno de los lados a las dovelas del primer anillo. Su función principal es simular las láminas de packer que, para el caso general, presenta un rigidez a compresión de  $2 \cdot 10^2 \text{ N/mm}^3$ . No obstante, en algunos análisis se producen variaciones en este valor de acuerdo con el establecido en el apartado 9.5.3.

Los elementos de interface de la clase 6 están en contacto, por un lado, con los segmentos del segundo anillo instalado y, por el otro lado, están empotrados. En teoría, la función principal de estos elementos es modelar indirectamente los segmentos del anillo anterior además de las dos láminas de packer ubicada a cada lado del mismo. A fin de asegurar resultados realísticos, el módulo de elasticidad de la interface debe acercarse al módulo de elasticidad equivalente  $E_{eq}$  de todos los elementos sustituidos. Para ello, se emplea la ecuación 9.2 obtenida por simple superposición de efectos en función del módulo de elasticidad de las láminas de packer  $E_p$ , del módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$  y de la anchura  $B$  del segmento.

$$E_{eq} = \frac{E_c \cdot E_p}{2 \cdot E_c + B \cdot E_p} \quad [9.2]$$

La última clase de elementos de interface presenta una curva tensión-desplazamiento especial que responde a las deficiencias de contacto existentes inicialmente entre dos de las láminas de packer del segmento central y el anillo anterior. Como se evidencia en la figura 9.17, esta curva permite un cierto desplazamiento sin transmitir esfuerzos normales. Una vez el desplazamiento límite supera el resalto inicial  $D$ , se efectiva el contacto habiendo transmisión de esfuerzos de acuerdo con la rigidez definida para las láminas de packer. Al contrario del análisis de las imperfecciones de contacto en las juntas longitudinales, se considera que la imperfección asume inicialmente el mismo valor máximo en todos los elementos de interface de la clase 7.

En virtud del bajo soporte lateral impuesto por las dovelas adyacentes del mismo anillo y por la imperfección de contacto generada, queda evidente que el análisis enfoca principalmente el comportamiento estructural del segmento central. La situación de apoyo parcial es suficiente para garantizar que el daño crítico ocurre en este segmento llevando a la reducción de las imperfecciones iniciales y a la redistribución de los esfuerzos internos. En este contexto, aunque puede haber una pequeña dispersión en las propiedades mecánicas de las diferentes dovelas, ello no juega un papel significativo en la evolución del mapa de fisuras. Por lo tanto, en el presente modelo no se consideran dispersiones en las propiedades mecánicas de los diferentes segmentos.



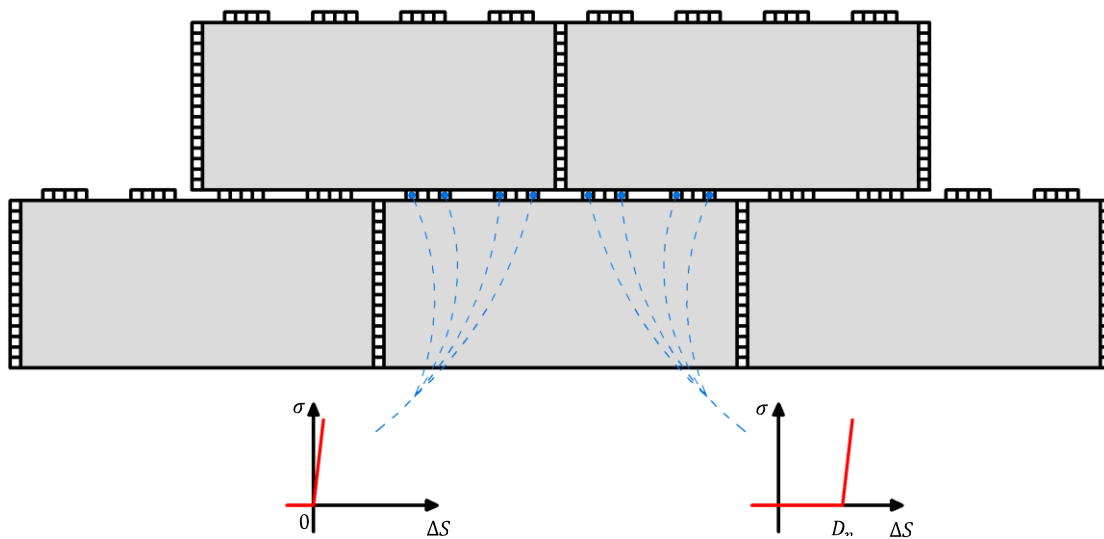


Figura 9.17 – Curva tensión-desplazamiento para simular las imperfecciones de contacto en las juntas radiales

### 9.5.3. Variables consideradas

Como es usual en muchos túneles construidos con tuneladora, las fuerzas de empuje son aplicadas por los gatos de avance paralelamente al eje del túnel en algunas áreas a lo largo del espesor del último anillo instalado. La extensión y la posición de estas áreas dependen de las almohadillas de acero que distribuyen las cargas a los segmentos. En el presente estudio se considera que cada almohadilla transmite una tensión uniformemente distribuida a lo largo de 1000 mm de la longitud circunferencial del anillo. Estas áreas se encuentran separadas entre sí y con respecto al canto del segmento por 1000 y 500 mm, respectivamente. En la figura 9.15 puede apreciarse la carga final aplicada.

Aunque las imperfecciones de contacto en las juntas radiales son prácticamente constantes a lo largo del espesor del anillo, el valor adoptado para esta dimensión tiene influencia sobre la carga máxima resistida. Todavía hay que evaluar si este comportamiento se refleja o no en la capacidad resistente relativa que sirve a la determinación de la imperfección de contacto límite en cada caso. A fin de obtener una respuesta conclusiva, se realiza la comparación entre modelos formado por dovelas con espesor igual a 350, 400, 450 y 500 mm. Un análisis similar se realiza para evaluar la importancia de la anchura del segmento que, en teoría, debe influenciar directamente las imperfecciones de contacto críticas estimadas. Para este análisis se proponen modelos formados por dovelas con 1500, 1750 y 2000 mm de anchura.

La capacidad del segmento central de adaptarse a las imperfecciones de contacto en las juntas radiales está relacionada con la deformación y el movimiento de las dovelas, los cuales son causados por la fuerza de empuje. Asimismo, el uso de láminas de packer en estas juntas introduce un factor adicional que también debe ser considerado.

Hay que tener en cuenta que las láminas de packer presentan un módulo de elasticidad considerablemente más bajo que el valor característico del hormigón usado en los segmentos. Con ello, se verifica un natural aumento de la deformabilidad de las dovelas, lo que inevitablemente se refleja en su capacidad de adaptarse a las imperfecciones. Para evaluar este fenómeno en el caso de los modelos con segmentos de 450 mm de espesor, se considera el uso de láminas de packer con rigidez igual a 10 N/mm<sup>3</sup>, 50 N/mm<sup>3</sup>, 100 N/mm<sup>3</sup> y 200 N/mm<sup>3</sup>.

La combinación de estas variables da lugar a diversos modelos divididos de acuerdo con sus características en los grupos listadas en la tabla 9.3. Cada grupo abarca un mínimo de 7 modelos que corresponden a 7 imperfecciones de contacto variando desde 0 mm hasta 4 mm. En total, se analizan más de 140 modelos en el presente estudio.

Tabla 9.3 – Combinación de variables para el análisis de las imperfecciones de contacto en juntas radiales

Grupo	Espesor (mm)	Anchura (mm)	Módulo de elasticidad del packer (N/mm <sup>2</sup> )	Imperfección de contacto
M9	350	1500	200	Como mínimo 7 diferentes imperfecciones de contacto entre 0 y 4 mm
M10	350	1750	200	
M11	350	2000	200	
M12	400	1500	200	
M13	400	1750	200	
M14	400	2000	200	
M15	450	1500	200	
M16	450	1750	200	
M17	450	2000	200	
M18	450	1500	100	
M19	450	1750	100	
M20	450	2000	100	
M21	450	1500	50	
M22	450	1750	50	
M23	450	2000	50	
M24	500	1500	200	
M25	500	1750	200	
M26	500	2000	200	

#### 9.5.4. Resultados y análisis

La capacidad resistente relativa en función de la magnitud del resalto se muestra en la figura 9.18, para modelos con segmentos de 350 y 400 mm de espesor, y en la figura 9.19, para modelos con segmentos de 450 y 500 mm de espesor. Las curvas son trazadas separadamente para modelos con anchura igual a 1500, 1750 y 200 mm en cada gráfico.

Tal y como puede apreciarse, todas las curvas presentan un formato bastante similar caracterizado inicialmente por una reducción gradual de aproximadamente un 20 % de la capacidad resistente relativa. Conforme se aumenta la magnitud de los resaltos, se verifica un bajón abrupto de la capacidad resistente relativa que disminuye entre un 60% y un 75%. En la rama final de la curva, este parámetro se mantiene prácticamente constante con una disminución de tan solo un 10% a pesar del aumento producido en la imperfección de contacto.

Nuevamente, las variaciones en las pendientes de las curvas indican cambio en el comportamiento estructural de los segmentos afectados por las imperfecciones de contacto. Así, para resaltos pequeños, la deformación de la dovela reduce rápidamente dichas imperfecciones de tal suerte que el contacto entre superficies se efectúa mucho antes de alcanzar la carga crítica aplicada por los gatos de avance. El contacto entre las superficies inicialmente separadas representa un cambio en las condiciones de apoyo del segmento hacia la situación encontrada en los modelos sin imperfecciones en las juntas radiales. Por consiguiente, el mecanismo de fisuración permanece prácticamente idéntico al observado en estos últimos. Las fisuras observadas en esta fase se deben a tensiones de spalling entre las áreas que reciben las fuerzas de los gatos de avance. A pesar de ello, hay cierta concentración de los esfuerzos transmitidos a través de las láminas de packer, lo que lleva a la ligera reducción de la capacidad resistente observada en la primera parte de la curva.

Por el contrario, si la magnitud del resalto es suficientemente grande, el daño crítico puede ocurrir antes que haya contacto entre las superficies y que las condiciones de apoyo cambien. A partir de este punto, cualquier incremento de la deficiencia de contacto no afecta la carga crítica que permanece casi constante independientemente del resalto impuesto. Este comportamiento corresponde a la rama final de la curva. En esta fase, las fisuras observadas se extienden paralelamente al eje de aplicación de las cargas cerca del centro del segmento tal como es típico en vigas de gran canto con apoyo parcial.

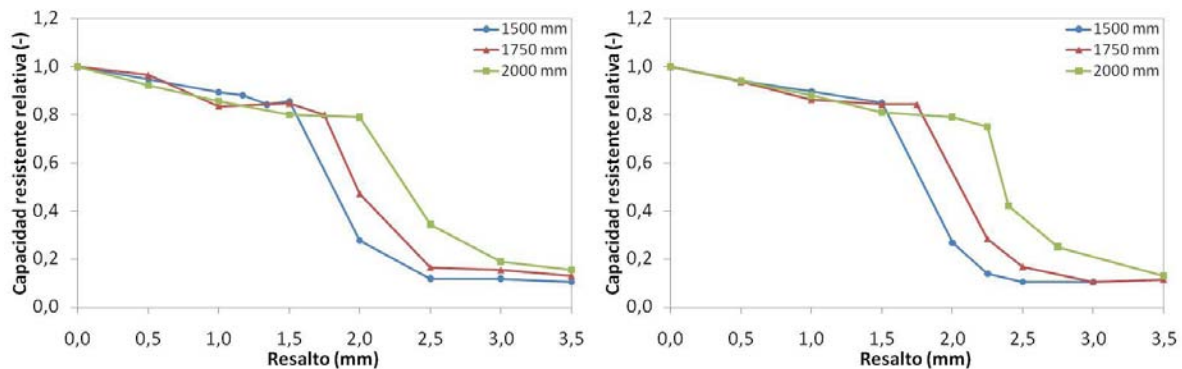


Figura 9.18 – Capacidad resistente relativa en función de la imperfección en juntas radiales para segmentos con espesor igual a: a) 350 mm y b) 400 mm

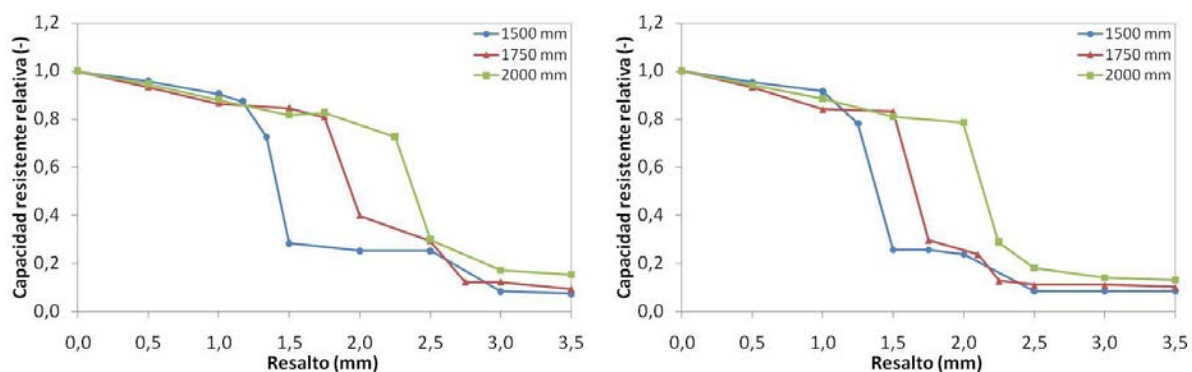


Figura 9.19 – Capacidad resistente relativa en función de la imperfección en juntas radiales para segmentos con espesor igual a: a) 450 mm y b) 500 mm

En todos los casos se identifica una imperfección o resalto límite que, si superado, lleva a una reducción considerable de la capacidad resistente relativa de la dovela. El bajón abrupto observado marca la transición entre los dos mecanismos de fisuración descritos en párrafos anteriores. Al contrario de la primera y de la última parte de la curva que aportan resultados similares en todos los casos, este bajón presenta un formato ligeramente distinto para modelos con diferentes espesores y anchuras. Para modelos con espesor igual a 350 o 400 mm esta parte de la curva es más suave que en los modelos con espesor igual a 450 o 500 mm. La mayor rigidez de estos últimos es la principal responsable por el cambio más brusco entre los mecanismos de fisuración. No obstante, ello poco afecta el valor límite del resalto que marca esta transición para todos los espesores evaluados.

Por el contrario, existe una relación evidente entre el resalto límite de transición y la anchura del segmento. El análisis de los resultados muestra que modelos con segmentos de 2000 mm de espesor presentan un resalto límite de aproximadamente 2,25 mm el cual es mayor que el 1,75 mm encontrado para modelos con segmentos de 1750 mm de anchura. Una reducción adicional se verifica para modelos con segmentos de 1500 mm de anchura que presentan un resalto límite igual a 1,34 mm. La observación repetida de estos resultados indica que segmentos más anchos tienen una mayor capacidad de adaptarse a las imperfecciones de contacto en las juntas radiales.

La explicación física para este fenómeno no se basa en la deformabilidad de los segmentos frente al momento ya que ello arroja exactamente una tendencia opuesta. En otras palabras, segmentos más anchos presentan menor deformabilidad frente al momento con lo que deberían ser menos capaces de adaptarse a los resaltos. Sin embargo, antes de realizarse el contacto, los segmentos se comportan como vigas de gran canto cuyo desempeño estructural es reconocidamente gobernado por tensiones de corte. En este contexto, la deformación al corte puede ser significativa, llegando incluso a compensar la tendencia observada debido a la acción del momento.

Aparte, como puede apreciarse en la figura 9.20, segmentos más anchos permiten la formación de bielas más inclinadas internamente a la dovela de hormigón. Esto genera dos consecuencias positivas con respecto a la deformabilidad de las piezas. Por una parte, bielas más inclinadas producen menores esfuerzos internos de tracción, admitiendo la aplicación de más carga además de mayores tensiones de corte y deformaciones. Por otra parte, conforme el mapa de fisuras evoluciona, la inclinación equivalente de la biela puede variar dentro de un rango más amplio, así permitiendo la formación de una mayor variedad de mecanismos resistentes alternativos. Parece evidente que ambas consecuencias llevan a que segmentos más anchos presenten mayor deformabilidad que elementos con menor anchura lo que justifica el comportamiento estructural observado en los análisis

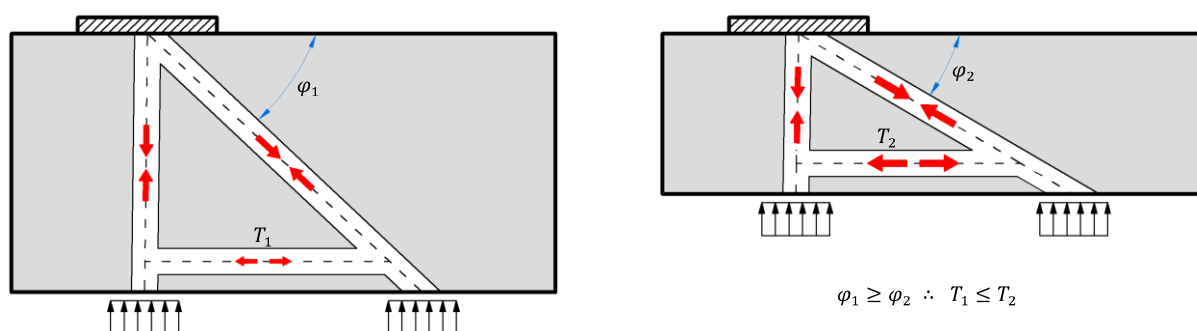


Figura 9.20 – Diferencias en las pendientes de las bielas y tirantes encontrados en función de la anchura de las dovelas

En la figura 9.21 se muestra la influencia del módulo de elasticidad del packer sobre la capacidad resistente relativa de las dovelas para segmentos con anchura igual a 1500, 1750 y 2000 mm. Las diferentes curvas trazadas en dicha figura presentan la misma forma y características generales descritas con anterioridad. Los resultados correspondientes al tramo inicial y final de las curvas son muy similares para modelos con módulos de elasticidad igual a 50 N/mm<sup>3</sup>, 100 N/mm<sup>3</sup> and 200 N/mm<sup>3</sup>. Un vez más, la principal diferencia se observa con respecto al valor del resalto límite, el cual aumenta conforme la rigidez de los packer empleados en los modelos reduce.

Parte de la diferencia medida es producto de la deformación adicional admitida por un packer menos rígido, el que contribuye para disminuir la imperfección de contacto inicial. Esta deformación adicional permite que el segmento resista a un resalto suplementar que, en teoría, se acerca al incremento de deformación del propio packer. Otro efecto positivo más difícil de estimar es la distribución más uniforme de tensiones observadas en los modelos con láminas de packer menos rígidas. Ello produce una reducción de eventuales concentración de tensiones que de otro modo contribuirían para la formación temprana de fisuras.

En base a los resultados presentados se reconoce que el resalto límite marca un valor crítico con respecto a la capacidad resistente de la dovela. Aparte, se considera que la reducción observada justo antes de alcanzar este resalto límite (primera parte de la curva) es aceptable y mucho más pequeña que la observada para resaltos mayores que este valor. En base a ello, se propone el uso del resalto límite como indicativo de la máxima imperfección de contacto que puede ocurrir en las juntas radiales sin comprometer considerablemente el desempeño estructural del segmento.

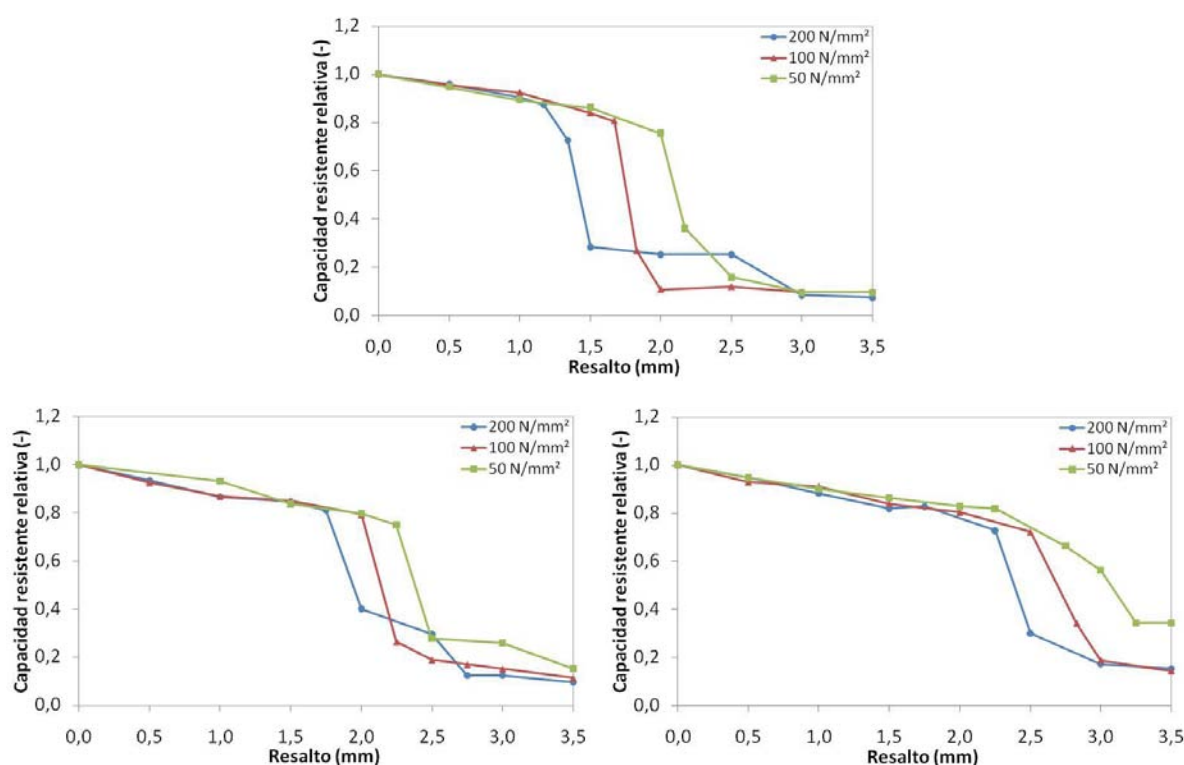


Figura 9.21 – Capacidad resistente relativa en función de las imperfecciones en las juntas radiales para packers con módulo de elasticidad igual a: a) 1500, b) 1750 y c) 2000 mm.

Las máximas imperfecciones de contacto determinadas de acuerdo con este concepto en la figura 9.20 y en la figura 9.21 son resumidas en la tabla 9.4. Cabe señalar que los resultados obtenidos se clasifican solamente en función de la anchura del segmento y del módulo de elasticidad del packer dado que las variaciones impuestas al espesor no afectan significativamente el valor del resalto límite.

Tabla 9.4 – Resalto máximo en las juntas radiales (valores en mm)

Anchura (mm)	Módulo de elasticidad del packer		
	200 N/mm <sup>3</sup>	100 N/mm <sup>3</sup>	50 N/mm <sup>3</sup>
1500	1,34	1,67	2,00
1750	1,75	2,00	2,25
2000	2,25	2,50	2,50

## 9.6. Conclusiones

El estudio sobre las imperfecciones de contacto en juntas radiales y longitudinales contempla una serie de conceptos sobre la fase de construcción y de servicio. En primer lugar hay que establecer la condición de daño usado en la estimación de la carga crítica en estado límite último y de servicio. De acuerdo con los resultados obtenidos, las menores cargas críticas son encontradas para el estado límite de servicio de abertura de fisuras. Por una cuestión de practicidad se recomienda el control indirecto de la abertura de fisuras a través de una tensión límite en la armadura. Una vez alcanzada esta tensión, se interrumpe el análisis y se calcula la carga aplicada a las dovelas.

La definición de los modelos se basa en tres directrices de cara a reducir los tiempos de cada análisis. Por un lado se debe disminuir el número total de dovelas modeladas y el número de puntos de integración por

lado del elemento de la junta. Por otro lado, se debe aumentar el número de elementos de interface en la junta a fin de mejorar el nivel de detalle de la representación de las deficiencias de contacto.

En base a ello, se recomienda el uso de un 3D con elementos finitos sólidos formando tres dovelas del mismo anillo para simular las imperfecciones de contacto en juntas longitudinales. Para evaluar las imperfecciones en las juntas radiales, se recomienda un modelo 2D con elementos finitos tipo losa compuesto por 5 dovelas. En ambos casos, la interacción de los segmentos con el entorno se representa mediante varios elementos de interface con características distintas.

Estos modelos arrojan resultados razonables que permiten evaluar las imperfecciones de contacto en conformidad con la filosofía de trabajo delineada en apartados anteriores. En todos los análisis realizados fue posible determinar el comportamiento estructural de las dovelas en función de las imperfecciones de contacto y de variaciones en las características materiales y geométricas. Los resultados obtenidos a lo largo del estudio indican una misma tendencia marcada por la transición entre dos mecanismos de fisuración. A consecuencia de esta transición, se observa un bajón considerable en la capacidad resistente de la dovela.

Así, se reconoce la deficiencia de contacto que precede dicho bajón como un valor máximo para las imperfecciones. Una vez excedido este límite, la capacidad resistente de la pieza se reduce rápidamente de modo que el daño estructural ocurre para valores muy bajos de la carga aplicada. Teniendo esto en mente, se determinaron las máximas imperfecciones de contacto para las juntas longitudinales y para las juntas radiales. Las imperfecciones angulares máximas recomendadas para la junta longitudinal varían entre  $0,18^\circ$  y  $0,22^\circ$ , creciendo conforme disminuye el espesor de las dovelas. Por otro lado, los resaltos máximos resistidos en las juntas radiales quedan entre 1,35 y 2,50 mm. En este último intervalo, un aumento en la imperfección resistida ocurre a consecuencia del aumento en la anchura de la dovela y en el módulo de elasticidad del packer.



## 10. FORMACIÓN DE LAS DEFICIENCIAS DE CONTACTO

### 10.1. Introducción

Las imperfecciones de contacto son frecuentemente encontradas a lo largo del proceso constructivo de los túneles. Éstas se muestran generalmente como diferencias en la posición o en los espacios que separan dovelas adyacentes. Incluso en los casos donde aparentemente el contacto es perfecto, pequeñas irregularidades no visibles a ojo pueden estar presentes. A pesar de pequeñas, estas imperfecciones pueden ser determinantes para el comportamiento estructural de túnel.

Aunque se haya determinado de manera satisfactoria las máximas imperfecciones de contacto de acuerdo con la filosofía propuesta inicialmente, una cuestión de gran importancia queda pendiente sobre el origen y sobre cómo reducir estas anomalías. La respuesta suele ser bastante compleja, no solo por el enorme número de factores a tener en cuenta, como también por la interdependencia que existe entre los procesos de formación de diferentes tipos de imperfecciones de contacto.

Los factores principales que contribuyen e influyen en la formación de dichas imperfecciones son las aproximaciones de proyecto, las tolerancias de fabricación y de colocación de las dovelas. En este sentido, también se debe considerar el fenómeno de propagación y acumulación de las imperfecciones a lo largo de la construcción del túnel, lo que puede aumentar en varias veces las deficiencias de un anillo aislado.



Además, puesto que las principales deficiencias de contacto desde el punto de vista estructural ocurren en las juntas radiales y longitudinales, debería existir una fuerte relación entre sus procesos de formación.

Una vez se haya comprendido todos estos aspectos, se puede realizar el procedimiento inverso para determinar la tolerancia límite de los segmentos en función de las máximas imperfecciones de contacto ya evaluadas. Para ello, se propone un método de cálculo en base a algunas suposiciones generales sobre el proceso constructivo.

#### **10.1.1. Objetivos**

Los principales objetivos del estudio sobre la formación de las imperfecciones de contacto son:

- determinar la importancia de las tolerancias de fabricación y de montaje;
- definir matemáticamente ambas tolerancias y establecer la formulación empleada para el cálculo de la tolerancia resultante ;
- determinar cómo estas últimas son capaces de generar las deficiencias de contacto encontradas en la práctica;
- proponer un método para calcular la imperfección resultante de la suma y la interacción de distintas tolerancias y imperfecciones de contacto a lo largo del proceso constructivo y
- contrastar el método propuesto con los resultados de auscultaciones realizadas en los túneles

#### **10.1.2. Organización del estudio**

Para alcanzar los objetivos propuestos, inicialmente se analizan algunos aspectos básicos del proceso constructivo de los túneles como se describe el apartado 10.2. En base a ello, se proponen modelos matemáticos para la consideración de las tolerancias individuales que contribuyen para la formación de las tolerancias de fabricación y de colocación del anillo. De manera análoga también se define como considerar la combinación de ambas tolerancias desde un punto de vista probabilístico.

El valor resultante calculado de acuerdo con esta formulación sirve de punto de partida en el ítem 10.3 para la evaluación del mecanismo que explica la formación de las deficiencias de contacto a partir de la tolerancia de un anillo aislado. Luego se define dicho mecanismo de acumulación de acuerdo con dos enfoques distintos: empleando un modelo simplificado con un anillo ideal compuesto por infinitas dovelas y otro para un anillo compuesto por 6, 7 o 8 dovelas.

Una vez finalizado el desarrollo matemático, en el apartado 10.4 se muestra la aplicación de la formulación propuesta a un caso real de túnel evidenciando los diferentes análisis posibles. Por otro lado, los resultados obtenidos son contrastados con las deficiencias de contacto medidas en las auscultaciones realizadas en la Línea 9 de Barcelona.

### **10.2. Suposiciones sobre el proceso constructivo**

A principio se imagina el ejemplo de un largo tramo de túnel cuya construcción comienza con la instalación de un marco de reacción que soporta la carga de empuje necesaria al avance inicial de la tuneladora. Aunque el diseño de las dovelas tiene en cuenta la forma ideal de anillo (sin aproximaciones de proyecto), algunas tolerancias pueden aparecer en el proceso de fabricación o de colocación de las mismas.

Considerando que el primer anillo se apoya en una superficie perfectamente plana, las irregularidades en la posición de las dovelas adyacentes en la dirección paralela al eje del túnel se acercan a las tolerancias en

la anchura. En este contexto y a pesar de la forma ideal del marco de reacción, la superficie del primer anillo instalado que sirve de apoyo a la continuación del proceso constructivo ya debe presentar algunas imperfecciones.

Por lo tanto, además de las deficiencias atribuidas a las tolerancias de sus propios segmentos, la posición final del segundo anillo instalado está relacionada a las imperfecciones introducidas por el primer anillo. Como puede apreciarse en la figura 10.1, éstas pueden sumarse de modo que las deficiencias en las posiciones de las dovelas del segundo anillo son mucho mayores que las observadas en el anillo anterior. Lo mismo se vería reflejado en la superficie del segundo anillo que da apoyo al siguiente, la cual podría presentar imperfecciones todavía mayores.

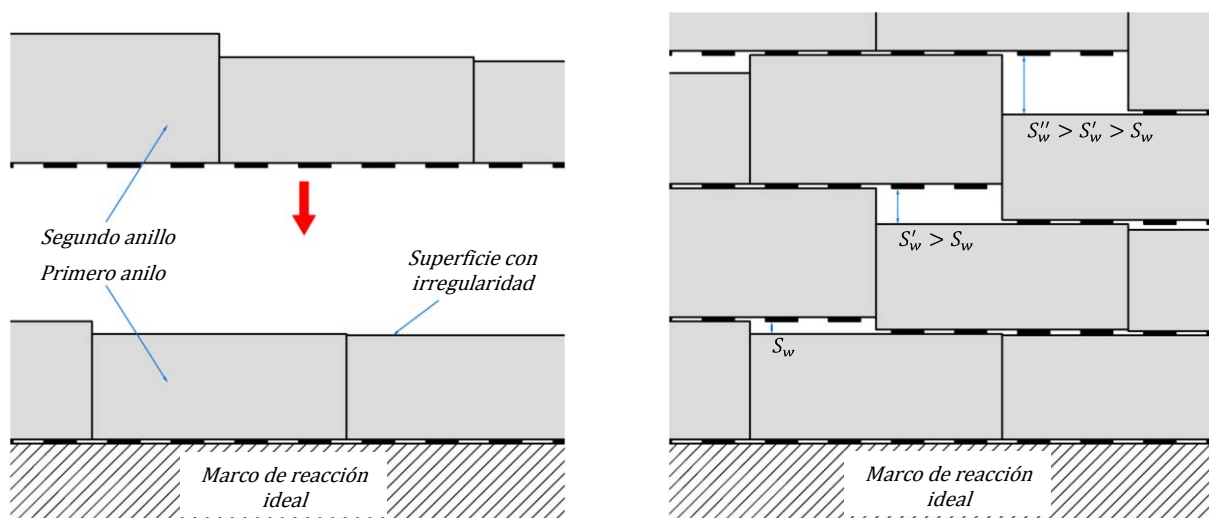


Figura 10.1 – Mecanismo de acumulación de tolerancias e imperfecciones

La repetición de este ciclo de eventos caracteriza un mecanismo de acumulación de tolerancias e imperfecciones de anillos anteriores que, en teoría podría aumentar indefinidamente conforme avanza el proceso constructivo. Por el contrario, observaciones realizadas en túneles reales muestran que las irregularidades no aumentan sin límite aunque pueden llegar a superar en varias veces las tolerancias iniciales. Como indican las auscultaciones de los espacios entre anillos adyacentes realizada en la Línea 9 de Barcelona, las imperfecciones tienden a permanecer dentro de un cierto rango límite.

Dicha constatación y el propio mecanismo de acumulación de imperfecciones pueden ser explicados matemáticamente. Para ello, se proponen algunas aproximaciones con respecto a la dispersión de las tolerancias y sobre la relevancia de las tolerancias de colocación.

### 10.2.1. Dispersión de las tolerancias de fabricación

Inicialmente se supone que las variaciones dimensionales fruto del proceso de fabricación de las dovelas pueden ser representadas por dispersiones estadísticas. Como es común en procesos industriales, se emplea la distribución normal o Gaussiana para describir la probabilidad de encontrar cierta variación de un parámetro controlado, en este caso, la anchura de la dovela o la desviación angular de las juntas longitudinales.

A fin de asegurar la aplicación de este método independientemente del valor absoluto de la dimensión estudiada y de la cualidad característica del proceso de fabricación, se define una distribución normal paramétrica. En este contexto, cualquier distribución normal queda definida únicamente en base a un valor relativo característico representado por la tolerancia de fabricación  $T_f$  y por la cualidad del proceso de fabricación medida a través de la desviación estándar  $\sigma_f$ .

La figura 10.2 muestra las dispersiones de dos procesos de fabricación con la misma tolerancia, pero con diferentes desviaciones estándares. En ella, también se evidencia la definición del coeficiente  $k$ , esto es, el número de veces que la desviación  $\sigma_f$  estándar es mayor que la tolerancia  $T_f$  elegida. Desde el punto de vista físico, este parámetro indica la probabilidad de encontrar en la práctica una variación mayor que la tolerancia teniendo en cuenta la calidad del proceso de fabricación. Por ello, el coeficiente  $k_f$  de la curva más ancha debe ser más pequeño que el observado para una curva más estrecha de modo que la probabilidad de encontrar una dovela inaceptable es mayor en esta última. Es importante observar que la misma filosofía se aplica a cualquier tolerancia cuya variación puede ser descrita matemáticamente a través de la curva de distribución normal.

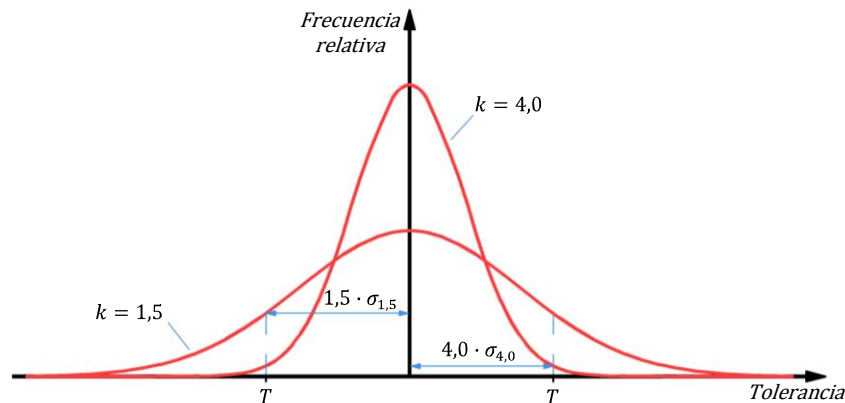


Figura 10.2 – Distribución normal paramétrica

La tolerancia predefinida y la curva de distribución final para el proceso de fabricación de las dovelas resultan de la suma de tres efectos distintos. En primer lugar, la parte más importante de la variación dimensional es fruto de la tolerancia  $T_{molde}$  y de la desviación estándar  $\sigma_{molde}$  de los moldes que dan forma a las dovelas. Luego, el proceso de fabricación del packer fijado a las juntas también presenta una tolerancia  $T_{packer}$  y una desviación estándar  $\sigma_{packer}$ . Por fin, el hormigón de las dovelas presenta tanto retracción autógena como por secado en función de la temperatura y humedad ambiente con lo que se introduce la tolerancia  $T_{ret}$ .

El cálculo de la dispersión característica del proceso de fabricación en función de estos tres efectos requiere un estudio probabilístico considerando algunos parámetros que, en realidad, presentan poca influencia sobre los resultados finales. En base a ello, se proponen algunas simplificaciones razonables en vías de garantizar la sencillez del método sin comprometer la representatividad de la respuesta obtenida.

En definitiva, la tolerancia total introducida por la retracción tiende a ser más pequeña (entre 4 y 7 veces normalmente) que la tolerancia sumada de los moldes y de los packers. Aparte, la disparidad de las características ambientales para las dovelas del mismo lote es bastante reducida con lo que la variación apreciada debe ser incluso varias veces inferior a este valor. Dado que prácticamente ninguna tolerancia es introducida si la variación ocurre de manera uniforme en todas las dovelas, no hace falta considerar el efecto de la retracción en los análisis.

Sin embargo, si necesario, la retracción puede ser introducida en el análisis de manera análoga a lo que se hace para las tolerancias de fabricación de los moldes y de los packers. En este ámbito, sería interesante estimar la curva normal que refleja las tolerancias de retracción o bien adoptar un valor característico para la misma. Cabe matizar que no es necesario estimar estos parámetros en el presente estudio ya que las variaciones dimensionales fruto de la retracción asume valores muy pequeños cuando comparados a las demás fuentes de tolerancia de fabricación.

Así pues, suponiendo que las dispersiones para los moldes y los packers son conocidas previamente, se puede calcular la desviación estándar resultante del proceso de fabricación a través de la combinación probabilística de ambas curvas. Ello se refleja en la ecuación 10.1 la cual puede ser reescrita en función de

los coeficientes característicos de los moldes  $k_{moldes}$  y de los packers  $k_{packer}$ . En este ámbito, la tolerancia del proceso de fabricación  $T_f$  se calcula mediante la ecuación 10.2, la cual depende del coeficiente  $k_f$  adoptado.

$$\sigma_f = \sqrt{\sigma_{packer}^2 + \sigma_{molde}^2} = \sqrt{\left(\frac{T_{packer}}{k_{packer}}\right)^2 + \left(\frac{T_{moldes}}{k_{moldes}}\right)^2} \quad [10.1]$$

$$T_f = k_f \cdot \sigma_f = k_f \cdot \sqrt{\left(\frac{T_{packer}}{k_{packer}}\right)^2 + \left(\frac{T_{moldes}}{k_{moldes}}\right)^2} \quad [10.2]$$

### 10.2.2. Relevancia de la tolerancia de colocación

Al igual a lo que se hizo para las tolerancias de fabricación, se asume que las tolerancias de colocación también se ajustan a una distribución normal. Ésta se describe en función de la tolerancia  $T_c$  y de su desviación estándar  $\sigma_c$  cuya división da el coeficiente característico  $k_c$ . La combinación probabilística de esta dispersión con la obtenida para la tolerancia de fabricación representa la tolerancia final de un anillo ya instalado. De manera similar al realizado en el apartado anterior, la desviación estándar final  $\sigma$  y la tolerancia final  $T$  para un anillo montado son calculadas de acuerdo con las ecuaciones 10.3 y 10.4, respectivamente. Cabe señalar que todas estas ecuaciones se aplican a cualquier tipo de tolerancia de la dovela indistintamente.

$$\sigma = \sqrt{\sigma_f^2 + \sigma_c^2} = \sqrt{\left(\frac{T_{packer}}{k_{packer}}\right)^2 + \left(\frac{T_{moldes}}{k_{moldes}}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{k_c}\right)^2} \quad [10.3]$$

$$T = k \cdot \sigma = k \cdot \sqrt{\left(\frac{T_{packer}}{k_{packer}}\right)^2 + \left(\frac{T_{moldes}}{k_{moldes}}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{k_c}\right)^2} \quad [10.4]$$

La dispersión final para una cierta variación dimensional  $T$  se calcula a través de la ecuación 10.5. En ella, se estima la frecuencia con que ocurren las variaciones para un anillo aislado en función de los parámetros  $\sigma$  y  $T$ , calculados en las ecuaciones 10.3 y 10.4 en base a las tolerancias individuales de los moldes, de los packers y del proceso de colocación.

$$D(T) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{T^2}{2 \cdot \sigma^2}} \quad [10.5]$$

Aunque esta formulación se aplica tanto a las tolerancias en la anchura como a las desviaciones angulares en juntas longitudinales, se proponen consideraciones especiales para las tolerancias de colocación de las mismas. Como ya se ha mencionado, el momento más nocivo para el revestimiento con imperfecciones de contacto en las juntas radiales ocurre cuando el anillo está cerca del área de montaje dentro de la tuneladora bajo las cargas de empuje. Esta carga determina, en parte, el comportamiento estructural de las dovelas ya que la carga aplicada al trasdós tiende a ser pequeña en esta fase.

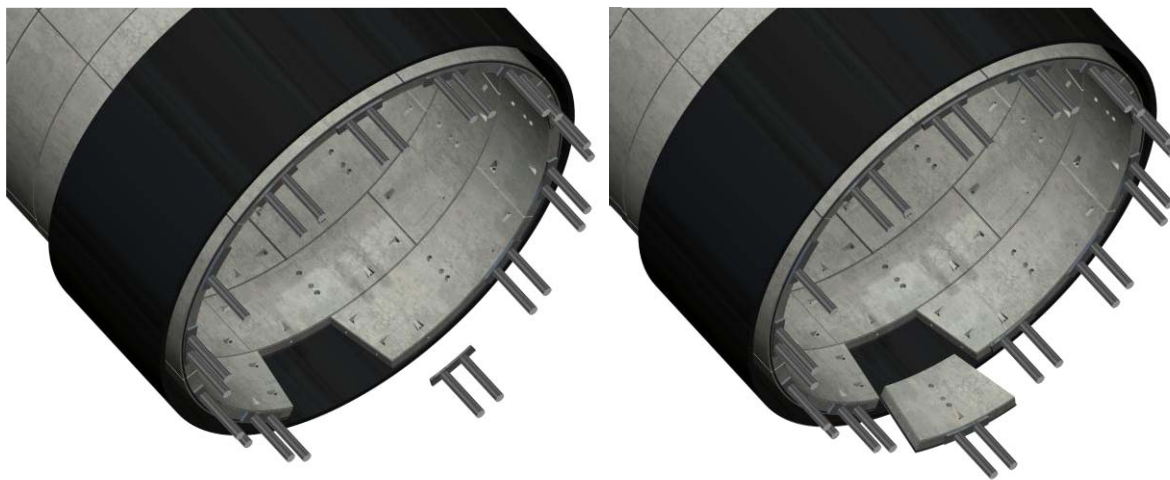
Así pues, se imagina nuevamente el caso del primer anillo instalado en el inicio de la excavación el cual transmite las cargas de los gatos de avance a un marco de reacción perfectamente plano. Como puede apreciarse en la figura 10.1, hay una causa principal para las tolerancias paralela a la anchura, o sea, el posicionamiento deficiente a la hora de instalar la dovela contra el marco de reacción o contra los anillos instalados anteriormente. Ello puede producir un resalto entre dovelas el cual solo podrá prevalecer si las juntas longitudinales son capaces de generar suficiente esfuerzo tangencial como para impedir acomodaciones de las piezas frente a las cargas de los gatos de avance.

Sin embargo, hay algunos aspectos del proceso constructivo que actúan en contra a la tendencia de formación de imperfecciones durante la instalación de las dovelas. De acuerdo con el orden natural de montaje de un anillo, un gato hidráulico instala cada segmento individualmente dentro del escudo de la

tuneladora. Como evidencia la figura 10.3, a principio el segmento recién instalado tiene solamente un segmento adyacente del mismo anillo. Ambos se mantienen en posición debido a la acción de los gatos de avance que aplican una carga reducida durante la etapa de montaje.

En este momento, la restricción impuesta por la junta longitudinal al movimiento de una dovela paralelamente a su anchura es considerablemente baja. Por lo tanto, si la carga aplicada durante el montaje es suficiente, se puede prácticamente garantizar el contacto del anillo recién instalado con la el marco de reacción ideal o el último anillo instalado. En otras palabras, en la junta radial entre ellos no se forman imperfecciones debido al montaje.

En la figura 10.3.b, se observa que la dovela llave es la única colocada simultáneamente entre otros dos segmentos. Generalmente se aplica una carga importante paralela al eje del túnel a fin de contrarrestar el rozamiento de la junta longitudinal y llevar dicha dovela a su posición final. La carga que excede la mínima requerida para el encaje debe transmitirse al marco de reacción o al anillo anterior. Para que esto ocurra, es necesario el contacto entre ambas estructuras así que ninguna tolerancia de montaje se introduce en esta zona específica de la junta radial.



*Figura 10.3 – Secuencia de montaje: a) dovela normal y b) dovela llave*

De hecho, la instalación de la dovela llave produce un incremento en el nivel de tensiones de todo el anillo. No obstante, paralelamente al eje del túnel, esto no debe afectar de manera significativa la posición de las demás dovelas, todavía confinadas por el empuje de los gatos de avance. En la etapa que sigue a la de montaje, estos gatos aumentan significativamente la carga aplicada al anillo de modo a excavar el terreno y producir el movimiento de la tuneladora. En este momento, el bajo nivel de cargas aplicadas al trasdós de las dovelas no genera fuerza de rozamiento suficiente en las juntas para resistir a las fuerzas de empuje. La parcela excedente de la fuerza aplicada tiene que ser transmitida a la estructura anterior, lo que una vez más obliga el contacto y evita la formación de tolerancias de colocación a lo largo de la anchura de la dovela.

Para ilustrar tal hecho, se toma el ejemplo de la Línea 3 de Madrid en el tramo Legazpi, el cual se construyó con un anillo universal con 9070 mm de diámetro, 320 mm de espesor y 1500 mm de anchura media, compuesto por 6 dovelas más la llave. La carga aplicada por los gatos de empuje a cada dovela durante la fase de avance quede generalmente entre 1300 y 6600 kN. A fin de producir suficiente rozamiento en la junta para compensar esta fuerza, se debe aplicar una carga normal a la junta de igual magnitud suponiendo que el contacto es directo y el coeficiente de rozamiento, 0,5. Esta carga es de 26 a 132 veces mayor que el peso propio de un único segmento, el cual se estima en 50 kN aproximadamente. Ello también equivale a una presión entre 1,9 y 9,7 bar (0,19 y 0,97 MPa) aplicada al trasdós de la dovela, todavía localizada dentro de la tuneladora. Tal presión es varias veces superior a lo que se midió en el caso específico la Línea 3 de Madrid y a lo que se espera en la mayoría de los túneles.

Una vez que la junta no es capaz de producir resistencia suficiente, la carga excedente aplicada por los gatos tiene que ser transmitida al revestimiento. Para ello, debe existir el contacto por lo menos parcial entre las dovelas recién instaladas y el anillo anterior de tal suerte que no se generan espacios debido al montaje. Así, frente a un buen proceso de montaje, la magnitud de la tolerancia de montaje debería ser mucho más pequeña que el efecto combinado de las tolerancias de fabricación y del mecanismo de acumulación de imperfecciones de anillos anteriores.

Existen otras posibles fuentes para las tolerancias de montaje paralelas a la anchura de la dovela como, por ejemplo, diferencias en el nivel de tensión aplicadas a las láminas de packer por los gatos de avance adyacentes. Sin embargo, si éstas son pequeñas, se podría asumir que las tolerancias de colocación no contribuyen significativamente para la formación de las deficiencias de contacto. Por lo tanto, los espacios observados en la práctica (generalmente mal interpretados como tolerancia de colocación) serían básicamente el resultado de la combinación de las tolerancias de fabricación de las dovelas y, principalmente, de la propagación de imperfecciones de anillos anteriores.

En base a esto, se puede estimar la tolerancia  $T_{a,molde}$  y la desviación estándar  $\sigma_{a,molde}$  de la anchura de los moldes reorganizando y simplificando las ecuaciones 10.3 y 10.4. Con ello se derivan las ecuaciones 10.6 y 10.7, respectivamente. Ambas ecuaciones siguen aplicándose en el caso de no emplear packer u otro material de contacto en la junta, excepto que  $\sigma_{a,packer}$  debe ser asumido igual a 0.

$$\sigma_{a,molde} = \sqrt{\sigma_a^2 - \sigma_{a,packer}^2} = \sqrt{\left(\frac{T_a}{k_a}\right)^2 - \left(\frac{T_{a,packer}}{k_{packer}}\right)^2} \quad [10.6]$$

$$T_{a,molde} = k_{a,molde} \cdot \sigma_{a,molde} = k_{a,molde} \cdot \sqrt{\left(\frac{T_a}{k_a}\right)^2 - \left(\frac{T_{a,packer}}{k_{packer}}\right)^2} \quad [10.7]$$

Si por alguna razón las tolerancias de colocación a lo largo de la anchura de la dovela  $T_{a,c}$  son significativas (no pueden ser asumidas igual a 0), éstas deben ser incorporadas al cálculo de las tolerancias del molde. En tal contexto, la desviación estándar y las tolerancias de los moldes se calculan a través de las ecuaciones 10.8 y 10.9, respectivamente.

$$\sigma_{a,molde} = \sqrt{\sigma_a^2 - \sigma_{a,packer}^2 - \sigma_{a,c}^2} = \sqrt{\left(\frac{T_a}{k_a}\right)^2 - \left(\frac{T_{a,packer}}{k_{packer}}\right)^2 - \left(\frac{T_{a,c}}{k_c}\right)^2} \quad [10.8]$$

$$T_{a,molde} = k_{a,molde} \cdot \sigma_{a,molde} = k_{a,molde} \cdot \sqrt{\left(\frac{T_a}{k_a}\right)^2 - \left(\frac{T_{a,packer}}{k_{packer}}\right)^2 - \left(\frac{T_{a,c}}{k_c}\right)^2} \quad [10.9]$$

La misma suposición es válida para la formación de las imperfecciones de contacto en las juntas radiales donde tanto las tolerancias de fabricación como las de colocación deben ser consideradas. En este caso, la máxima tolerancia de colocación está relacionada con la imperfección presenta en la junta radial tal y como puede apreciarse en la figura 10.4.

En ella, se muestran las dovelas del segundo y del tercero anillo detrás de la tuneladora. Entre ellos, se observa la formación del resalto  $S_a$  en la junta radial. En esta fase, se supone que, el anillo no se encuentra totalmente bloqueado pudiendo presentar cierto movimiento. Como una simplificación, se considera que la restricción existente al movimiento y las fuerzas aplicadas solo permiten el giro de la dovela en cuestión, sin afectar considerablemente la posición del anillo anterior. De acuerdo con ese raciocinio, los segmentos alrededor actúan como limitadores de la rotación de la dovela. Este movimiento se traduce en imperfecciones de contacto en las juntas longitudinales.

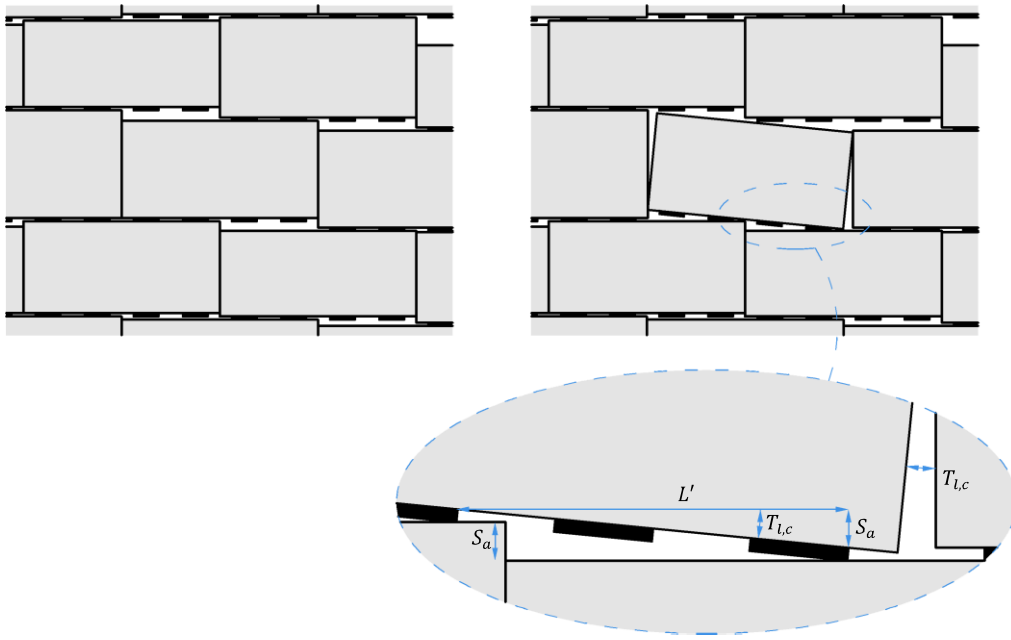


Figura 10.4 – Relación entre máxima tolerancia de colocación e imperfecciones de contacto en juntas longitudinales

En definitiva, el giro permitido equivale al máximo valor de desviación angular que se produce en las juntas longitudinales en virtud del proceso constructivo, o sea, la máxima tolerancia de montaje  $T_{l,c}$  en dichas juntas. De acuerdo con la ecuación 10.10, esta tolerancia se calcula a través de una simple relación trigonométrica en función de la deficiencia de contacto en la junta radial  $S_a$  y de la longitud equivalente de la dovela  $L'$  en el plano. En la práctica, esta distancia se mide entre los puntos de la dovela que tienen contacto con el anillo anterior. (Véase figura 10.4) Aunque dicha distancia se obtiene con facilidad, para ello se debe conocer de antemano la distribución de las láminas de packer. Si esta información no está todavía clara, se puede asumir que, en el peor de los casos, la distancia  $L'$  es igual a la mitad de la longitud  $L$  del segmento en el plano. Ello arroja la sustitución de  $L'$  como se evidencia en la última parte de la ecuación 10.10.

$$T_{l,c} = \tan^{-1} \left( \frac{S_a}{L'} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{2 \cdot S_a}{L} \right) \quad [10.10]$$

Análogamente a lo que se hizo para la tolerancia en la anchura, en el caso de la desviación angular de las juntas longitudinales también se derivan a partir de las ecuaciones 10.6 y 10.7 la tolerancia de los moldes y su desviación estándar. El resultado está reflejado en las ecuaciones 10.11 y 10.12.

$$\sigma_{l,molde} = \sqrt{\left( \frac{T_l}{k_l} \right)^2 - \left( \frac{T_{l,packer}}{k_{l,packer}} \right)^2 - \left( \frac{T_{l,c}}{k_{l,c}} \right)^2} = \sqrt{\left( \frac{T_l}{k_l} \right)^2 - \left( \frac{T_{l,packer}}{k_{l,packer}} \right)^2 - \left[ \frac{\tan^{-1} \left( \frac{2 \cdot S_a}{L} \right)}{k_a} \right]^2} \quad [10.11]$$

$$T_{l,molde} = k_{l,molde} \cdot \sigma_{l,molde} = k_{l,molde} \cdot \sqrt{\left( \frac{T_l}{k_l} \right)^2 - \left( \frac{T_{l,packer}}{k_{l,packer}} \right)^2 - \left[ \frac{\tan^{-1} \left( \frac{2 \cdot S_a}{L} \right)}{k_a} \right]^2} \quad [10.12]$$

Si se considera el valor máximo y más crítico para las tolerancias de colocación en las juntas longitudinales, el coeficiente característico  $k_{l,c}$  debe ser aproximadamente igual al coeficiente característico  $k_a$  ya usado para la anchura. Esta equivalencia y la sustitución de  $T_{l,c}$  están reflejadas en la última parte de ambas ecuaciones.

### 10.3. Mecanismo de acumulación

Parece evidente que la estimación de las imperfecciones de contacto depende del mecanismo de acuerdo con el cual las tolerancias en la anchura de un anillo aislado van acumulándose a lo largo de la construcción del túnel. Aparte, este estudio debe responder a la cuestión sobre si las imperfecciones en juntas radiales fruto de este mecanismo pueden acumularse indefinidamente o si existe una situación de estabilidad después de la instalación de algunos anillos. (Para la comprobación matemática, véase Anexo C)

Puesto que las tolerancias en cuestión siguen la distribución normal dada por la función 10.5, el mecanismo de acumulación debe ser tratado desde un punto de vista probabilístico. En otras palabras, es teóricamente factible encontrar segmentos cuya anchura sea muy superior o muy inferior al valor ideal. Es incluso posible que estas dovelas sean puestas lado a lado en un mismo anillo y que esto se repita por varios anillos generando, a cada vez, mayores resaltos como se ejemplifica en la figura 10.5.

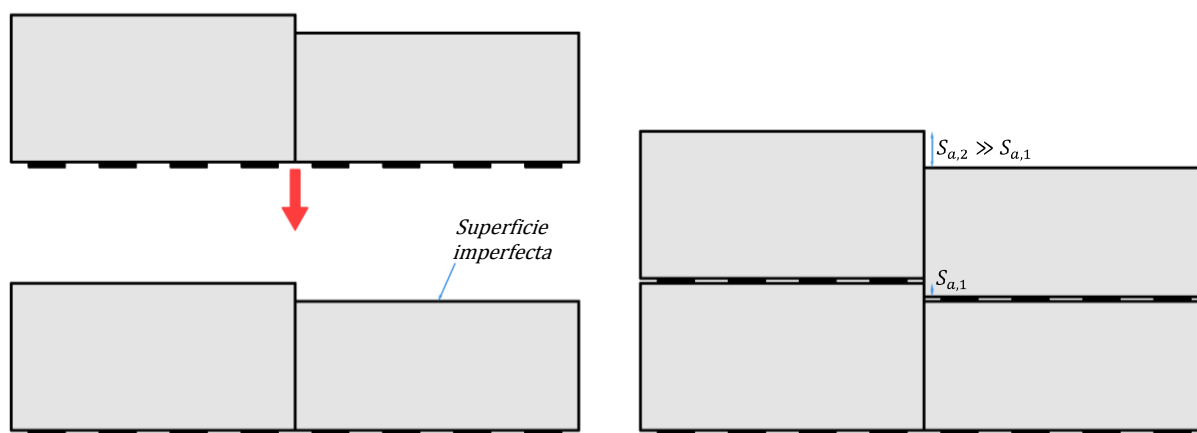


Figura 10.5 – Combinación desfavorable de dovelas

Parece evidente que esta combinación extremadamente desfavorable de dovelas tiene poquísima probabilidad de ocurrir en la práctica. Al contrario, resaltos más pequeños pueden ser resultado de un mayor número de combinaciones de dovelas, ocurriendo con más probabilidad en la realidad. La definición probabilística del mecanismo de acumulación se realiza de acuerdo con los dos posibles enfoques descritos a continuación.

#### 10.3.1. Modelo matemático para anillo compuesto por un número infinito de dovelas

Para simplificar la solución, el primer enfoque considera la definición matemática del mecanismo de acumulación que se desarrolla para un anillo compuesto por un número infinito de dovelas. De acuerdo con el ejemplo mostrado en la figura 10.1, el primer anillo instalado contra el marco de reacción ideal presenta en el lado opuesto una imperfección que equivale a la tolerancia del propio anillo. Para éste, la función  $D_1$  describe la frecuencia de aparición de las imperfecciones encontradas paralelamente al eje del túnel el cual sigue la función 10.5 para la dispersión  $D$  de la variación de la anchura de la dovela.

$$D_1(x) = D(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{T^2}{2 \cdot \sigma^2}} \quad [10.13]$$

En la figura 10.1 también puede apreciarse que el segundo anillo se apoya en la superficie imperfecta del primero. Considerando que la mayoría de las dovelas del segundo anillo se apoyan simultáneamente en dos otras del anillo anterior, parece claro que sólo parte de las imperfecciones son efectivamente transmitidas. De hecho, las dovelas del segundo anillo tienen contacto con el elemento del anillo anterior con la máxima imperfección absoluta. En otras palabras, a pesar de existir imperfecciones en las dos dovelas que dan apoyo al siguiente anillo, únicamente la máxima imperfección es efectivamente transmitida.



En base a esto, la probabilidad  $P_2$  de la transmisión de una cierta imperfección  $T'$  al segundo anillo puede ser representada por la función 10.14. Como se evidencia en la función 10.15, la distribución de imperfecciones  $D_2$  en el lado opuesto del segundo anillo es fruto de la combinación probabilística de las imperfecciones recibidas del primer anillo estimada por  $P_2$  y la propia dispersión de la variación dimensional representada por la función  $D$ .

$$P_2(T') = \frac{D_1(T') \cdot \int_{-\infty}^{T'} D_1(T) \cdot dT}{\int_{-\infty}^{+\infty} D_1(T') \cdot \int_{-\infty}^{T'} D_1(T) \cdot dT \cdot dT'} \quad [10.14]$$

$$D_2(T) = \int_{-\infty}^{+\infty} D(T - T') \cdot P_2(T') \cdot dT' = \int_{-\infty}^{+\infty} D(T - T') \cdot \left[ \frac{D_1(T') \cdot \int_{-\infty}^{T'} D_1(T) \cdot dT}{\int_{-\infty}^{+\infty} D_1(T') \cdot \int_{-\infty}^{T'} D_1(T) \cdot dT \cdot dT'} \right] \cdot dT' \quad [10.15]$$

En base a esto, la generalización de la imperfección  $D_{n+1}$  para cualquier anillo se hace a través de la función 10.16 para  $n$  igual al número del anillo en cuestión. En teoría el mecanismo de acumulación debería asumir valores más elevados conforme se consideran más anillos en el análisis. Por ello, como muestra la función 10.17, la peor distribución posible de imperfecciones  $D_{n+1}(t)$  ocurre cuando la ecuación 10.16 tiende al infinito.

$$D_{n+1}(T) = \int_{-\infty}^{+\infty} D(T - T') \cdot \left[ \frac{D_n(T') \cdot \int_{-\infty}^{T'} D_n(T) \cdot dT}{\int_{-\infty}^{+\infty} D_n(T') \cdot \int_{-\infty}^{T'} D_n(T) \cdot dT \cdot dT'} \right] \cdot dT' \quad [10.16]$$

$$D_{\infty}(T) = \lim_{n \rightarrow \infty} [D_n(T)] \quad [10.17]$$

Usando la esta última función se puede determinar la probabilidad de tener un resalto en la práctica mayor que un valor de referencias  $s_{\max}$  formado por dos segmentos del mismo anillo. Para ello, se emplea la función 10.18 que es la base para el cálculo de los espacios o las deficiencias de contacto encontrados en las juntas radiales. Note que todas las integrales de dicha función dependen únicamente de la dispersión de las tolerancias en un único anillo aislado, ya definida de acuerdo con la función 10.5.

$$\Phi S_a(s > s_{\max}) = 1 - \int_{-s_{\max}}^{s_{\max}} 2 \cdot D_{\infty}(T) \cdot D_{\infty}(T + s) \cdot dT \cdot ds \quad [10.18]$$

El uso de la distribución normal en este caso no permite una solución analítica puesto que algunas de las integrales solo admiten solución numérica. Para ello, se emplea una distribución normal truncada y dividida en un número suficientemente grande de sectores representados por el valor media de la tolerancia de un anillo aislado. (Véase figura 10.6) La integral de la curva de dispersión para cada sector arroja el número de elementos con esta tolerancia.

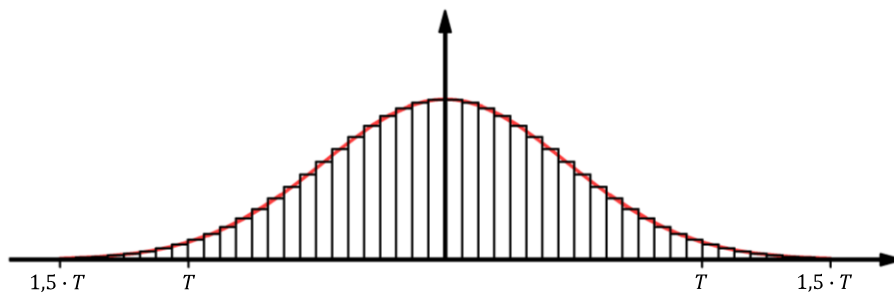


Figura 10.6 – Distribución normal discreta usada en la solución numérica

Para obtener una distribución relativa, se divide el número de elementos calculado para los distintos sectores por el número total de elementos de toda la curva truncada. Esta curva relativa se emplea en la función 10.18 para el cálculo de la probabilidad de encontrar un resalto mayor que un cierto valor de referencia. A lo largo del análisis con distribuciones normales paramétricas descritas por un coeficiente característico  $k$  entre 1,5 y 4,0 (rango normalmente encontrado en la práctica), se verificaran resultados satisfactorios para curvas truncadas con una tolerancia de  $1,5 \cdot T$ , o sea, 1,5 veces la tolerancia nominal del

anillo aislado. Asimismo se constató que la integración numérica dada por la función 10.18 para un total de 300 anillos es suficiente para la convergencia del mecanismo de acumulación. Cualquier integración adicional no produce cambios significativos en los resultados obtenidos.

Cabe señalar que el uso de distribuciones normales paramétricas representa un gran aporte ya que los resultados arrojados por ésta pueden ser generalizados para un número infinito de curvas de dispersión de tolerancia. Es decir, para curvas descritas por el mismo coeficiente característico  $k$ , no hay necesidad de determinar nuevamente la función 10.18 a fin de calcular, por ejemplo, el resalto que no es superado en 97,5% de los casos. En vez de esto, basta multiplicar dicha función por la tolerancia nominal de un anillo aislado  $T$ . Por otra parte, esta tolerancia puede ser estimada sencillamente a través de la multiplicación de la desviación estándar y el coeficiente característico  $k$ .

Teniendo esto en cuenta, se determinó la función 10.18 a partir de distribuciones normales paramétricas de tolerancia de un anillo aislado con coeficientes característicos  $k$  igual a 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5 y 4,0. Para ello, cada distribución fue dividida en 60 sectores y truncada para una tolerancia igual a  $1,5 \cdot T$ . En vías de determinar cómo evoluciona la función 10.18 conforme se instalan más anillos, se evalúa la probabilidad de encontrar en la práctica resaltos mayores que  $0,5 \cdot T$ ,  $1,0 \cdot T$ ,  $1,5 \cdot T$  y  $2,0 \cdot T$  en función del número del anillo instalado. En la figura 10.7 y en la figura 10.8 se presentan los resultados obtenidos.

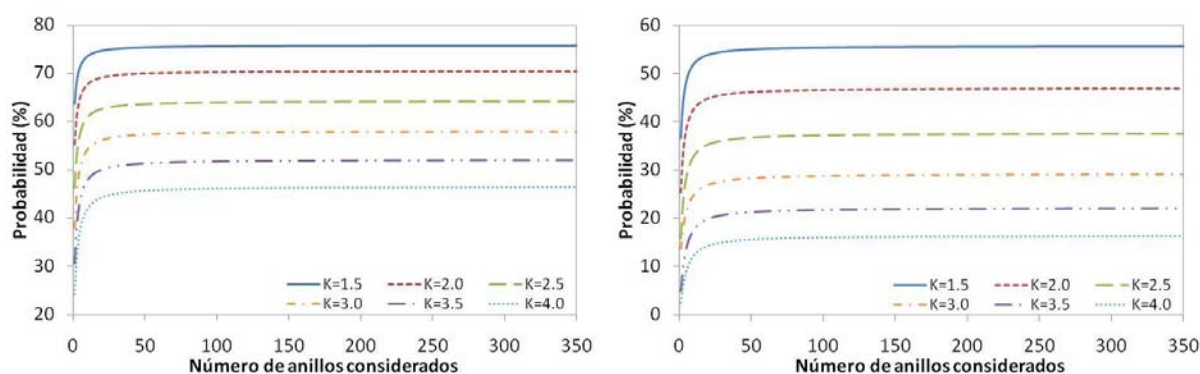


Figura 10.7 – Probabilidad de encontrar resalto mayor que: a)  $0,5 \cdot T$  y b)  $1,0 \cdot T$

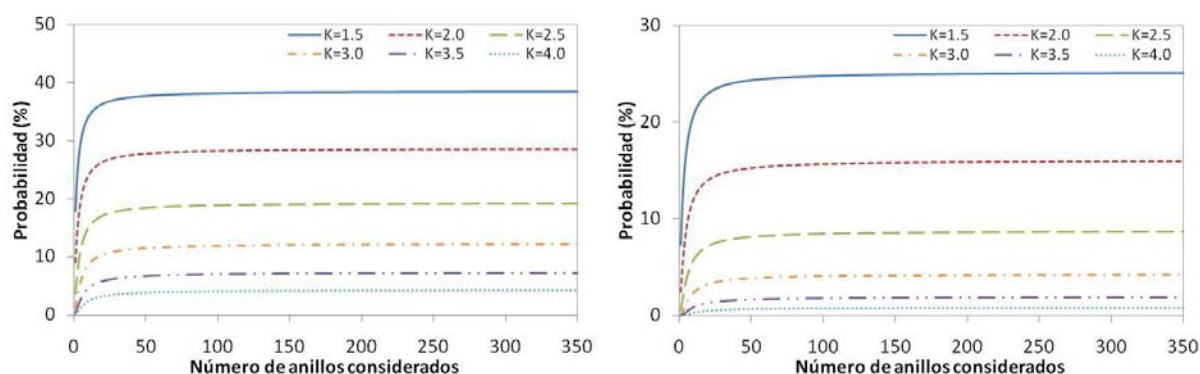


Figura 10.8 – Probabilidad de encontrar resalto mayor que: a)  $1,5 \cdot T$  y b)  $2,0 \cdot T$

Todas las curvas muestran una misma tendencia de comportamiento. Así, en una fase inicial, la probabilidad de encontrarse un resalto mayor que el valor de referencia aumenta significativamente reflejando una fuerte influencia del mecanismo de acumulación de imperfecciones. Conforme se consideran más anillos, el ritmo de crecimiento reduce llevando a un comportamiento asintótico de la curva. Tal y como se prevé en el Anexo C, a partir de un cierto punto se verifica la estabilidad del mecanismo de acumulación de modo que la probabilidad de encontrar un resalto mayor que la de referencia permanece prácticamente constante. En este momento, la probabilidad se acerca a su valor máximo el cual se considera para la estimación del mecanismo de acumulación de las deficiencias de contacto.

Como era esperado, la comparación de diferentes gráficos muestra que un incremento en el valor de referencia del resalto causa la reducción tanto en la parte inicial como en la parte asintótica de las curvas. Aparte, las curvas normales paramétricas con un coeficiente característico  $k$  más bajo presentan una menor probabilidad de exceder el resalto de referencia. Este resultado es bastante razonable ya que, en teoría, un mayor coeficiente característico  $k$  denota un proceso de fabricación de mejor calidad llevando a la producción de más dovelas con tolerancia próxima de cero.

Las implicaciones de un mejor proceso de fabricación queda todavía más evidente conforme se aumenta el resalto de referencia. Así, la probabilidad de exceder un resalto de  $0,5 \cdot T$  dada en el gráfico de la figura 10.7.a es aproximadamente 1,45 vez mayor para las curvas con el coeficiente característico  $k$  igual a 1,5 en comparación con curvas con  $k$  igual a 4,0. En cambio, la misma comparación en la figura 10.8.b muestra que un resalto de  $2,0 \cdot T$  ocurre con una probabilidad 30 veces mayor para la curva con coeficiente característico  $k$  igual a 1,5.

Este análisis arroja información importante sobre la estabilidad y la evolución de la función 10.18, sin embargo, no da una visión clara sobre su forma. Para ello, se traza dicha función en la figura 10.9 teniendo como punto de partida distribuciones paramétricas de tolerancias dadas por un coeficiente característico  $k$  igual a 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5 y 4,0. En ella se muestran las curvas que relacionan, en el eje  $y$ , la probabilidad de exceder un cierto resalto en la práctica y, en el eje  $x$ , el resalto en número de veces la tolerancia nominal de un anillo aislado, la cual se calcula de acuerdo con el apartado anterior.

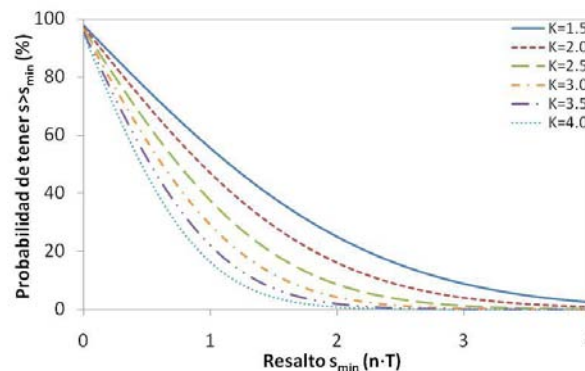


Figura 10.9 – Curva de la probabilidad de exceder un resalto de referencia igual a  $n$  veces la tolerancia del anillo aislado

Observe que las curvas no empiezan exactamente del 100%. Esto es resultado del hecho de que  $s > 0$  no incluye la probabilidad de encontrarse  $s = 0$ , la cual equivale a la distancia entre el inicio de la curva y la marca de 100%. Cabe señalar que las curvas no presentan parte negativa ya que el resalto y la probabilidad son grandezas escalares absolutas.

Todas las funciones de probabilidad calculadas muestran un bajón considerable para pequeños incrementos en los resaltos. A partir de un cierto resalto, las curvas presentan un comportamiento asintótico que tiende a cero, indicando que la probabilidad de encontrar un resalto mayor es casi inexistente. Esta tendencia es un reflejo de la estabilidad del mecanismo de acumulación de imperfecciones el cual presenta una limitación clara en su capacidad de generar resaltos muy grandes. Por consiguiente, la mayoría de las imperfecciones observadas en la realidad se encuentran dentro del rango desde  $s_{min} = 0$  hasta  $s_{min} = 4 \cdot T$ .

También se verifican algunas diferencias claras entre las curvas de probabilidad obtenidas para dispersiones en la tolerancia descritas por un coeficiente característico  $k$  entre 1,5 y 4,0. Así pues, las dispersiones con coeficiente característico  $k$  más bajo presentan una mayor probabilidad de generar mayores resaltos. En este contexto, la función 10.18 permite la definición de una probabilidad aceptable de no exceder un cierto resalto de referencia en la práctica. Una vez definida esta propiedad, la misma puede ser aplicada a la función 10.18 para encontrar el resalto de referencia equivalente. Puesto que se trabaja con curvas paramétricas, el resultado obtenido puede ser usado como un coeficiente de

propagación  $\gamma$ . Este coeficiente multiplicado por la tolerancia nominal de un anillo aislado arroja el máximo resalto de referencia una vez alcanzada la estabilidad del mecanismo de acumulación.

En el caso del presente estudio, la probabilidad aceptable de exceder un cierto resalto se fija en 2,5%. Los coeficientes de propagación obtenidos en la función 10.18 para esta probabilidad están listados en tabla 10.1 para todos los valores de  $k$  evaluados. Como se esperaba, procesos de fabricación y colocación con menor dispersión de las tolerancias ( $k$  más elevado) muestra menor capacidad de generar una acumulación de dichas imperfecciones llevando a un coeficiente de propagación  $\gamma$  más pequeño.

*Tabla 10.1 – Coeficiente de propagación para anillo compuesto por un número infinito de dovelas*

Coeficiente característico $k$	Coeficiente de propagación $\gamma$
1,5	4,01
2,0	3,27
2,5	2,67
3,0	2,22
3,5	1,91
4,0	1,67

El uso de estos coeficientes es bastante intuitivo. Suponiendo, por ejemplo un proceso de construcción con descrito por un coeficiente característico  $k$  igual a 1,5 y con tolerancia nominal  $T = 0,5 \text{ mm}$  para un anillo aislado. De acuerdo con la tabla 10.1, se debe emplear el coeficiente de propagación igual a 4,01. A través de la multiplicación de este coeficiente por la tolerancia nominal se obtiene un resalto igual a aproximadamente 2 mm, el cual no será excedido en 97,5% de los casos.

### **10.3.2. Análisis de Monte Carlo para anillos con 6, 7 o 8 dovelas**

Aunque el análisis presentado en el apartado anterior permite comprender el mecanismo de acumulación y la formulación matemática que lo define, la hipótesis inicial de un anillo compuesto por un número infinito de segmentos no se traduce a la situación real. En la práctica, los anillos suelen estar formados por 6, 7 o 8 dovelas, lo que puede tener cierta influencia sobre el valor del coeficiente de propagación  $\gamma$ . Por ello, se requieren más estudios a fin de estimar estos coeficientes en función del número de dovelas que compone el anillo. Dado que la formulación desarrollada para el mecanismo de acumulación conceptualmente sigue siendo válida, las características generales de la curva de probabilidad de encontrar cierto resalto se mantienen. A pesar de ello, la reducción en el número de dovelas afecta el número de juntas encontradas en cada anillo. En este caso, ni todas las juntas están sujetas a la misma ley aleatoria que define las imperfecciones de dovelas adyacentes.

Para ilustrar este concepto, se emplea el ejemplo de un anillo compuesto por 6 dovelas y por 6 juntas numeradas en sentido horario. La tolerancia introducida por cada dovela se define de manera aleatoria empezando por aquellas con menor número. Por tanto, inicialmente se obtiene las características de la dovela 1 y, solo entonces, lo mismo se hace para la dovela 2. Ello resulta en una definición perfectamente aleatoria de la junta 1 localizada entre ellas. Este procedimiento puede repetirse para todas las dovelas, con excepción de la última. En esta, la siguiente dovela que compone el anillo no puede ser definido aleatoriamente puesto que debe ser la dovela 1, ya definida al principio del análisis. Por consiguiente, la última junta no se define de acuerdo con la misma aleatoriedad que las anteriores una vez que depende de las características de la dovela 1.

Esto, combinado con el hecho de que sólo la imperfección máxima se transmite al siguiente anillo, produce una concentración adicional de la probabilidad de encontrar ciertos valores de imperfección de contacto. Con ello, se verifica una menor dispersión de las imperfecciones transmitidas a los anillos siguientes lo que arroja menores resaltos. Si esto es verdad, el coeficiente de propagación  $\gamma$  debería disminuir conforme se aumenta el número de dovelas por anillo.

Frente a la compleja descripción matemática requerida para representar adecuadamente este fenómeno, un enfoque como el empleado en el apartado anterior no parece ser la mejor opción. En lugar de esto, se propone un análisis de Monte Carlos que presenta serias ventajas con respecto al tiempo despedido en cada análisis. De acuerdo con este enfoque, se simula la instalación de diversos anillos. Las tolerancias de cada uno de ellos son definidas de forma aleatoria en base a la función de la dispersión paramétrica de tolerancias descrita en el apartado 10.2. Una vez definida la secuencia de anillo y sus tolerancias, se contabiliza la frecuencia de la aparición de los resaltos. El resultado se convierte en una probabilidad de tener un resalto mayor que un valor de referencia. Ello permite estimar una función de probabilidad que debería acercarse a la función 10.18 si el análisis incorpora un número suficientemente grande de anillos. Por fin, se usa esta curva para estimar los coeficientes de propagación  $\gamma$  para las situaciones en cuestión.

En el presente estudio, este análisis se realizó para anillos compuesto por 6, 7 y 8 dovelas. Para cada caso, fueron evaluados 10 curvas paramétricas para la dispersión de la tolerancia de un anillo aislado. Estas curvas se diferencian entre sí por el coeficiente característico  $k$  que asume valores desde 1,5 hasta 4,0. Aparte, dichas curvas son truncadas para una tolerancia igual a  $1,5 \cdot T$  estando dividida en 30000 sectores iguales con lo que se quiere asegurar una precisión aceptable de los resultados. Para ello y para garantizar la clara convergencia de la función 10.18, se considera un tramo de túnel formado por 200000 anillos adyacentes. Este cálculo, usado para estimar las curvas de probabilidad y los coeficientes de propagación  $\gamma$ , se repitió 300 veces para cada dispersión de la tolerancia de un anillo aislado. En cada uno de estos casos, el resultado final se calcula a través del promedio de la respuesta obtenida las repeticiones dado que la máxima variación observada entre ellas es prácticamente insignificante (muy inferior a 1%).

A manera de ejemplo, en la figura 10.10 puede apreciarse la curva de probabilidad para un anillo compuesto por 8 segmentos en comparación con la obtenida para un anillo compuesto por infinitas dovelas. Esta comparación se realiza teniendo en cuenta anillos con una dispersión de las tolerancias dada por un coeficiente característico igual a 1,5 y 4,0 para el gráfico a la derecha y de la izquierda, respectivamente.

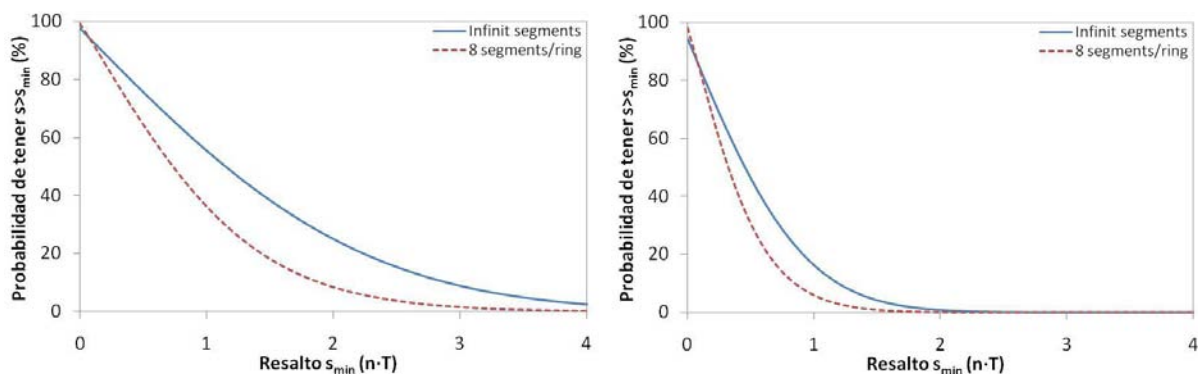


Figura 10.10 – Probabilidad de exceder una cierto resalto en función del número de dovelas de cada anillo para coeficientes característicos  $k$  igual a: a) 1,5 y b) 4,0

En ambos se verifica claramente la misma tendencia asintótica de comportamiento a pesar de haber empleado procedimientos de cálculo distintos. Aparte, la curva obtenida para el anillo formado por 8 dovelas presenta, para un mismo resalto, menor probabilidad que la estimada en la curva para un anillo compuesto por un número infinito de dovelas. Este resultado corrobora la suposición inicial de que la reducción en el número de dovelas por anillo lleva a la reducción en la probabilidad de encontrar resaltos mayores que el valor de referencia.

La misma conclusión se deriva en la tabla 10.2 la cual muestra los coeficientes de propagación  $\gamma$  estimados a través del análisis de Monte Carlo con una probabilidad admisible de tan solo un 2,5% de ser superados. En ella queda evidente que la reducción del número de dovelas por anillo se refleja en la disminución de coeficiente de propagación  $\gamma$ . Otro factor que afecta este coeficiente es la forma de la curva de dispersión de las tolerancias representada por el coeficiente característico  $k$ . Está claro que cualquier incremento en

este último implica en un mejor proceso constructivo y, por tanto, un menor coeficiente de propagación  $\gamma$  de las imperfecciones.

Tabla 10.2 – Coeficiente de propagación  $\gamma$  para anillo compuesto por 6, 7 y 8 dovelas

Coeficiente característico $k$	Coeficiente de propagación $\gamma$		
	6 dov./anillo	7 dov./anillo	8 dov./anillo
1,50	2,62	2,69	2,74
1,75	2,44	2,50	2,55
2,00	2,25	2,30	2,35
2,25	2,05	2,11	2,15
2,50	1,87	1,92	1,96
2,75	1,71	1,75	1,79
3,00	1,57	1,61	1,64
3,25	1,45	1,49	1,52
3,50	1,35	1,38	1,41
3,75	1,26	1,29	1,31
4,00	1,18	1,21	1,23

En la figura 10.11 puede apreciarse la representación gráfica del coeficiente de propagación  $\gamma$  en función del coeficiente característico  $k$ . Estas curvas son obtenidas a través de la interpolación de los datos de la tabla 10.2. Con ello, se pueden estimar coeficientes de propagación  $\gamma$  incluso para valores de  $k$  no evaluados en el presente estudio.

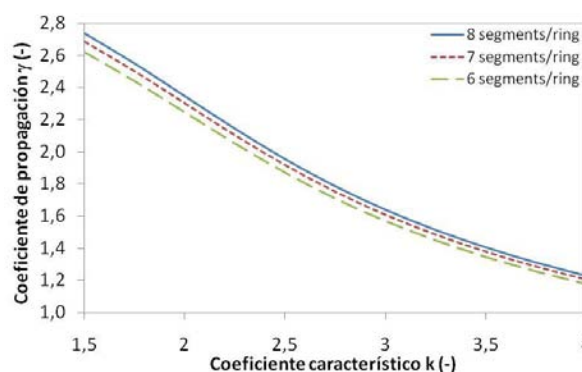


Figura 10.11 – Coeficiente de propagación  $\gamma$  as en función del coeficiente característico  $k$

El resultado de la interpolación lineal de segunda orden de estas curvas se presenta en las ecuaciones 10.19, 10.20 y 10.21 para anillos compuestos por 6, 7 y 8 dovelas, respectivamente. El grado de correlación  $R^2$  es mayor que 0,9994 en todos los casos. Esto representa una gran ventaja del método propuesta para el estudio del mecanismo de acumulación el cual queda definido para casi cualquier dispersión de las tolerancias encontradas en la práctica.

$$\gamma_{6 \text{ seg./ring}} = 0.1214 \cdot k^2 - 1.2555 \cdot k + 4.2541 \quad [10.19]$$

$$\gamma_{7 \text{ seg./ring}} = 0.1239 \cdot k^2 - 1.2840 \cdot k + 4.3581 \quad [10.20]$$

$$\gamma_{8 \text{ seg./ring}} = 0.1261 \cdot k^2 - 1.3072 \cdot k + 4.4394 \quad [10.21]$$

En base a ello, el proyectista o el fabricante puede fácilmente estimar los efectos del mecanismo de acumulación aún que no disponga de información detallada sobre el túnel. Para ilustrar la sencillez de los

cálculos envueltos en dicha estimación, se imagina una industria de prefabricados que debe producir anillos compuestos por 7 dovelas alcanzando una dispersión de tolerancias representadas por un  $k$  igual a 2,12. Esta información puede ser introducida en la ecuación 10.20 llevando a la estimación de un coeficiente de propagación de aproximadamente 2,19, con 97,5% seguridad.

La estimación de las funciones que describen el mecanismo de acumulación de imperfecciones para anillos compuestos por 6, 7 y 8 dovelas se presentan en el Anexo B. Con estas funciones se puede estimar el coeficiente de propagación y teniendo en cuenta una probabilidad admisible diferente de los 97,5% usado aquí como referencia.

#### 10.4. Otros estudio realizados

En base al método desarrollado a lo largo del apartado 10.3, se realizan algunos estudios relacionados con el mecanismo de acumulación de las imperfecciones de contacto. El primero de ellos, consiste de una comparación entre los resaltos estimados y los resaltos efectivamente medidos en una auscultación realizada en un túnel real. En el segundo estudio se evalúa la influencia de diferentes tipos de packers con respecto a la formación de los resaltos.

##### 10.4.1. Comparación entre resaltos estimados y medidos

La confirmación en un túnel real de los resaltos estimados a través del método propuesto aquí representa una tarea bastante delicada. Por un lado, la medición de las imperfecciones generalmente requiere el uso de equipos con precisión inferior a 0,1 mm que pueden ser de difícil empleo y, algunas veces, incompatibles con el ambiente interno del túnel. Por otro lado, las deformaciones residuales del packer y de las dovelas durante la fase de construcción - principalmente cuando hay fisuras - tienen cierta influencia sobre los resultados obtenidos. Aparte, por veces no se puede realizar las mediciones a lo largo de todo el perímetro del túnel ya que existen puntos de difícil acceso como, por ejemplo, la zona de bóveda.

A pesar de ello, se realizó la medición de los resaltos producidos tras la fase de construcción de dos tramos de la Línea 9 de Barcelona entre Bon Pastor y Cam Zam. El primer tramo se extiende desde el anillo 1108 hasta el 1118 mientras que el segundo tramo abarca desde el anillo 1830 hasta el 1848. En ambos tramos se emplea un anillo universal con 350 mm de espesor, 1800 mm de anchura y 11600 mm de diámetro exterior estando dividido en 7 dovelas más la llave.

Todas las dovelas presentan características idénticas excepto por el tipo de armadura empleada. Las dovelas del primero tramo fueron producidas con armadura convencional con barras de acero además de la adición de 20 kg de fibra de acero por metro cúbico de hormigón. Al contrario, las dovelas del tramo más corto no presentan armadura convencional que, por razones experimentales se sustituyó por 40 kg adicionales de fibra por metro cúbico de hormigón. Es importante matizar que la ausencia de armadura convencional llevó a la aparición de fisuras importantes durante la fase de construcción de dicho tramo.

Un conjunto de chapas metálicas estándares con diferentes espesores fue usado para cuantificar el espacio existente entre anillos. Los resaltos se calculan por la diferencia entre los espacios medidos en cada esquina de las dovelas adyacentes que compone la misma junta longitudinal. Luego, se calculó la frecuencia acumulada de aparición de imperfecciones lo que se tradujo posteriormente un porcentaje respecto la cantidad total de resaltos medidos.

En paralelo, la estimación del mecanismo de acumulación se realizó en base a las curvas dadas en apartados anteriores y a los datos suministrados por la empresa responsable por la fabricación de las dovelas. La tolerancia nominal en la anchura de la dovela y en el espesor del packer son 0,5 mm y 0,1 mm, respectivamente. Frente a la falta de información sobre la desviación estándar de la tolerancia de fabricación del molde y del packer, se asume que ambos responden a un proceso productivo con un coeficiente característico  $k$  igual a 1,5. Asimismo, se considera que el proceso de montaje de las dovelas se ejecuta adecuadamente de modo que éstos no implican en la introducción de tolerancias adicionales.



Por otra parte la tolerancia de fabricación de las dovelas resulta de la combinación probabilística de las curvas individuales para los moldes de las dovelas y para el packer. La desviación estándar de un anillo aislado se calcula aplicando esta información a la ecuación 10.3 que arroja 0,34 mm, aproximadamente. La tolerancia de un anillo aislado se calcula por la multiplicación de la desviación estándar y del coeficiente característico estándar  $k$  igual a 1,5, como muestra la ecuación 10.4. La tolerancia calculada para un anillo aislado es de 0,52 mm, aproximadamente.

El estudio sobre las aproximaciones de proyecto en la forma del anillo universal de la Línea 9 de Barcelona fue desarrollado en el Capítulo 8. En éste, se constataron algunas imperfecciones cuyo valor medio es igual a 0,68 mm. Sin embargo, en este caso no hay necesidad de considerar esta imperfección probabilísticamente dado que, en teoría, ella está siempre presente. Como una aproximación, se sumó el valor medio para las imperfecciones de proyecto con la dispersión tolerancia de fabricación ya calculada. Con ello, se constata que la tolerancia nominal  $T$  para un anillo aislado es igual a 1,19mm.

Para estimar la probabilidad de encontrar un resalto mayor que un valor de referencia debido al mecanismo de acumulación, basta multiplicar el eje  $x$  de la curva paramétrica de la figura 10.9 por la tolerancia nominal  $T$ . El resultado obtenido, así como, las curvas calculadas en base a las auscultaciones de los dos tramos de la Línea 9 de Barcelona son mostrados en la figura 10.12.

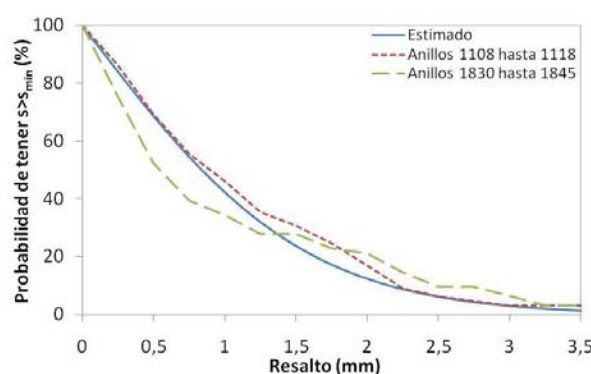


Figura 10.12 – Comparación entre curvas de probabilidad medidas y estimada

En ella, puede apreciarse que tanto la curva estimada como las que resultan de las auscultaciones son bastante similares tendiendo a 0 conforme la magnitud de los resaltos se acerca a 4 mm. Los resultados son especialmente similares para el tramo más corto que va desde el anillo 1108 hasta el anillo 118. Sin embargo, el aparente buen ajuste de las curvas no es la observación más importante ya que el propio procedimiento adoptado para la auscultación puede introducir alguna dispersión. Aparte, el mecanismo de acumulación presenta una variación natural que puede afectar los resultados si los tramos auscultados son cortos. También hay que tener en cuenta que dicho mecanismo está influenciado por un gran conjunto de variables que dificultan la obtención de un mejor ajuste.

En este contexto, la constatación más notable es que la curva estimada y las calculadas en base a las auscultaciones siguen esencialmente la misma tendencia estando situadas dentro del mismo rango de valores. Ello es fuerte indicio de que el modelo propuesto para describir el mecanismo de acumulación de las imperfecciones puede ser usado para estimar los resaltos esperados en la práctica.

#### 10.4.2. Influencia de diferentes tipos de packer

La definición de las características de los elementos empleados en los MEF se hizo mediante el análisis de diversos túneles construidos en una amplia variedad de geologías. A lo largo de este estudio, se verificó que el packer usado en las juntas radiales generalmente puede ser clasificado en dos grandes familias. La más común empleada abarca las láminas de packer de caucho mientras que la segunda de ellas incluye láminas de contrachapado de madera. Aparte del comportamiento mecánico, existen diferencias claras entre las tolerancias de fabricación admitida para los packers de estas dos familias.



Teniendo esto en cuenta, se realizó un segundo estudio a fin de estimar la influencia de la tolerancia típica de los diferentes tipos de packer sobre la frecuencia y la magnitud de las imperfecciones encontradas en la práctica. Aparte, se contrastan los resultados con el caso de contacto directo entre las dovelas de hormigón en la junta radial.

Las tolerancias de fabricación de 5 packer de caucho con tolerancia nominal entre 1,9 mm y 2,9 mm fue estimado mediante medición directa con un pie de rey. Las muestras ensayadas corresponden a los túneles de Pajares, La Cella, Guadarrama y Línea 9 de Barcelona. La desviación estándar de las medidas y la tolerancia calculada para un coeficiente característico  $k$  igual a 2 (intervalo de confianza igual a 95% aproximadamente) se presenta en la tabla 10.3. El valor de referencia considerado para este análisis es 0,114 mm lo que equivale la media de las tolerancias individuales de los diferentes packers

*Tabla 10.3 – Tolerancia medida para láminas de packer de caucho*

Túnel	SD (mm)	Tolerancia (mm)
Línea 9 de Barcelona	0,065	0,130
Pajares	0,057	0,113
La Cella	0,054	0,108
M30	0,053	0,105
Guadarrama	0,055	0,111
Promedio		0,114

Un ensayo similar no se realizó para las láminas de contrachapado de madera dado que no se disponía de ninguna muestra de este material. En este caso, la tolerancia fue definida en conformidad con la norma BS EN315:2000 que establece las variaciones dimensionales límites para hojas de contrachapado de madera. La máxima tolerancia de fabricación recomendada para láminas de 3 mm de espesor es 0,3 mm.

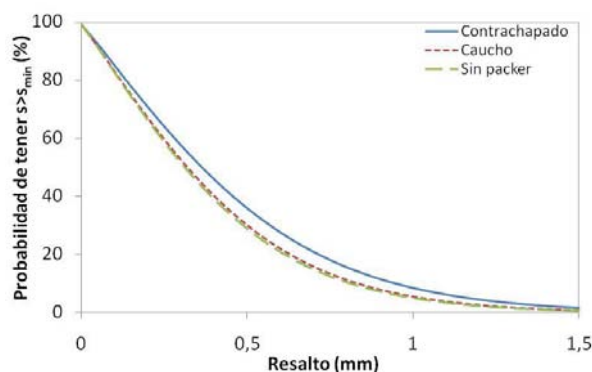
Además de esto, es importante matizar que la estabilidad dimensional de dicho material es altamente sensible a variaciones en la condición ambiental (mucho más que el hormigón o el packer de caucho). El coeficiente de expansión higroscópica en el espesor de las láminas de contrachapado de madera es generalmente igual a 1% para cada 10% de cambio en la humedad relativa de equilibrio <sup>(104)</sup>. Ello corresponde a una variación de 0,03 mm para una lámina de 3 mm de espesor para cada cambio de 10%. Esta expansión puede ser crítica si dovelas se conservan en un ambiente no controlado sujeto a variaciones bruscas en las condiciones ambientales como generalmente ocurre en la zona de acopio y en el interior del túnel. Teniendo en cuenta estos factores, en el presente estudio se considera una tolerancia de 0,3 mm para los packers de contrachapado de madera suponiendo un coeficiente característico  $k$  también igual a 2.

Para esta simulación se emplea un anillo compuesto por 8 dovelas con 0,5 mm de tolerancia en la anchura de los moldes y coeficiente característico  $k$  igual a 2 independientemente del tipo de packer empleado. La tolerancia total de un anillo aislado calculada usando esta información en la ecuación 10.4 es igual a 0,51, 0,58 y 0,50 mm para los casos con packer de caucho, con packer de contrachapado de madera y con contacto directo, respectivamente. Para encontrar la probabilidad de tener un resalto superior a un valor de referencia, el eje  $x$  de la curva paramétrica para un anillo compuesto de 8 dovelas deducido en el apartado 10.3.2 es multiplicado por las tolerancias nominales estimadas.

En la figura 10.13 se muestran las curvas de probabilidad obtenidas en cada caso. En ella puede apreciarse que la curva obtenida para el packer contrachapado de madera es mayor que las equivalentes para el packer de caucho y para la situación de contacto directo. En este contexto, el uso de packer de contrachapado de madera causa un aumento de los resaltos esperados en la realidad. A fin de comprender mejor la repercusión práctica de este aumento, se imagina el caso de un túnel en el cual las tolerancias de fabricación fueron diseñadas inicialmente para un packer de caucho.

Aparte, se considera que el diseño tiene en cuenta los coeficientes de propagación presentados en la tabla 10.2, el cual es igual a 2,35 para las características del túnel en cuestión. Por lo tanto, el máximo resalto de

referencia excedido en solamente un 2,5% de los casos se calcula por medio de la multiplicación de dicho coeficiente por la tolerancia nominal del anillo con packer de caucho ( $2,35 \cdot 0,51 \text{ mm}$ ) lo que resulta en 1,20 mm aproximadamente. En este ámbito, la dovela es capaz de adaptarse a los resaltos encontrados en 97,5% de los casos de modo que el daño estructural crítico sólo ocurre en 2,5% de las dovelas instaladas, las cuales están sujetas a un resalto mayor que 1,20 mm.



*Figura 10.13 – Probabilidad de tener un cierto resalto para un anillo con packer de caucho, de contrachapado de madera y sin packer*

En este contexto, se supone que, por razones económicas, el constructor decide cambiar el packer de caucho por otro de contrachapado de madera con las mismas propiedades mecánicas. Ello se hace sin producir ninguna alteración en la tolerancia de los moldes. Por consiguiente, la tolerancia de un anillo aislado aumenta en 13,7%, pasando de 0,51 mm a 0,58 mm. Frente a esta nueva situación, la incidencia de resaltos superiores a 1,20 mm también aumenta. Usando el gráfico de la figura 10.13, se cuantifica que este resalto es excedido en aproximadamente 4,3% de las dovelas instaladas. En otras palabras, el porcentaje de dovelas con daño crítico debería alcanzar 4,3%.

Queda evidente que la pequeña variación en la tolerancia del anillo (solamente 13,7%) en virtud del cambio del tipo de packer produce un aumento importante igual a 72% en el número de dovelas con daño crítico. De acuerdo con la figura 10.13, para obtener la misma frecuencia de daño que en la situación con packer de caucho, se debe reducir a 0,11 mm la tolerancia de producción del packer de contrachapado de madera o disminuir la tolerancia de los moldes a 0,41 mm.

## 10.5. Conclusiones

La formulación propuesta en el presente apartado considera la existencia de dos tipos de tolerancia actuando de forma conjunta: la de fabricación (fruto de la suma de las tolerancias de los moldes y de los packers) y la de colocación de las dovelas. Inicialmente se asume que la dispersión de cada una de estas tolerancias se encaja en una curva de distribución normal que puede ser extendida a una gran variedad de casos prácticos. La combinación probabilística de las diferentes curvas se realiza a través de la ecuación 10.4 que permite estimar la tolerancia final de un único anillo aislado tras el proceso de instalación.

Sin embargo, en la práctica, el hecho de instalar secuencialmente diversos anillos da lugar a un fenómeno de multiplicación de la imperfección originalmente existente. Por lo tanto, las deficiencias de contacto apreciadas en la práctica tienden a ser varias veces superiores a la tolerancia del anillo aislado. Teniendo esto en cuenta, se proponen formulaciones matemáticas para estimar la probabilidad de encontrar un cierto resalto en la práctica teniendo en cuenta el caso hipotético de un anillo compuesto por un número infinito de dovelas. Con ello se obtienen las curvas mostradas en la figura 10.9 que permite estimar la probabilidad de encontrar en la práctica un resalto un cierto número de veces mayor que la tolerancia del anillo aislado. De manera alternativa, las mismas curvas de probabilidad pueden ser obtenidas mediante un análisis de Monte Carlo aplicado a anillos con un número finito de dovelas.

En base a estas curvas se proponen en la tabla 10.2 algunos coeficientes de propagación que permiten estimar valores de referencia para los resaltos entre dovelas. Estos coeficientes fueron calculados para una probabilidad de 97,5% de modo que arrojan un resalto superado solamente en 2,5% de los casos. Estos coeficientes pueden ser usados a la hora de diseñar las tolerancias de fabricación de las dovelas en base a la probabilidad de tener un resalto capaz de causar daños estructurales en las mismas. En este caso la tolerancia límite se obtiene por la simple división de la deficiencia de contacto límite por el coeficiente de propagación.

Los espacios medidos en los dos tramos de la Línea 9 de Barcelona son similares a las imperfecciones estimadas por medio de las ecuaciones propuestas para describir el mecanismo de acumulación. Aparte, se evaluó la influencia de diferentes tipos de packer sobre dicho mecanismo. En el caso del cambio del packer de caucho por un de contrachapado de madera de idénticas propiedades mecánicas, se verificó que el uso de estos últimos con las tolerancias recomendadas en las normas debe ser evaluada cuidadosamente. Aunque el cambio de packer presenta pequeña influencia sobre la tolerancia de un anillo aislado, ello puede llevar a un aumento considerable de los resaltos observados en la práctica y, por consiguiente, en el número de dovelas con daño crítico. En el ejemplo analizado en el presente estudio, este aumento fue de aproximadamente un 72%.

Resultados como los presentados en el párrafo anterior refuerzan la importancia del método para estimar las deficiencias de contacto. A pesar de tratarse de una aproximación, éste permite cuantificar y comparar aspectos relativos al proceso de construcción que, hasta el momento, solo podían ser evaluados cualitativamente o en base a tentativa y error.

## 11. MÉTODO PARA ESTIMACIÓN DE LAS TOLERANCIAS

### 11.1. Introducción

En base a los resultados obtenidos se ha mostrado que las deficiencias de contacto encontradas en la práctica resultan del efecto combinado y acumulado de las aproximaciones de proyecto, de las tolerancias de fabricación y de colocación. Ahora bien, se deben buscar métodos que permitan definir y controlar estas tolerancias a fin de evitar la reducción excesiva en la capacidad resistente de la dovela, lo que puede llevar a la aparición de los daños estructurales. Aunque no existe una forma única de realizar esto, en el presente capítulo se propone un método para la estimación de las tolerancias teniendo en cuenta las necesidades de proyectistas y constructores, así como, las limitaciones impuestas por el proceso constructivo del túnel.

El control de las tolerancias de fabricación de las dovelas debe realizarse directamente en la industria de prefabricados. Ello ocurre en un ambiente relativamente estable con baja variación de las condiciones del entorno que puede afectar el producto final. En esta fase, todas actividades realizadas tienen el único objetivo de producir dovelas de acuerdo con los estándares de calidad requeridos. Por otro lado, el control de las tolerancias de colocación se realiza dentro del túnel simultáneamente con una enorme variedad de actividades muchas veces no relacionadas entre sí como, por ejemplo, la remoción del material del frente de excavación o el transporte y la inyección del mortero de relleno. Ello, asociado a

algunas incertidumbres pertinentes al proceso de excavación, genera una gran variabilidad de las condiciones del entorno. Por consecuencia, el control de las tolerancias de colocación tiende a ser mucho más complicado e impreciso que el control de las tolerancias de fabricación.

Lo mismo se puede decir con respecto a la capacidad del constructor y del proyectista en generar cambios en el valor absoluto de la tolerancia. En este ámbito, mudanzas en la tolerancia de fabricación son realizadas mediante la simple redefinición de las tolerancias de los moldes y de las láminas de packer, si las mismas están presentes. Al contrario, no son tan claros los elementos que deben ser alterados a lo largo del montaje del túnel a fin de producir variaciones en las tolerancias de colocación. En este caso, aunque se intente producir cambios en el valor absoluto de dicha tolerancia, es difícil estimar la alteración efectivamente generada.

Por lo tanto, el método propuesto debe centrarse en el diseño de las tolerancias de fabricación de las dovelas, asumiendo valores aproximados para la tolerancia de colocación esperada en la práctica. Una vez que las variaciones dimensionales del packer generalmente se quedan entre 0,1 mm y 0,3 mm, este método de diseño debe enfocar especialmente la estimación de la tolerancia de los moldes.

En los apartados siguientes se detalle el método general de diseño propuesto. Luego, se propone una versión simplificada del mismo a fin de posibilitar el análisis de situaciones en las cuales no se dispone de herramientas computacionales adecuadas. Por fin, se recomiendan algunos valores de referencias para las tolerancias estudiadas las cuales se aplican a los casos donde no hay información suficiente sobre las características del proceso constructivo.

#### **11.1.1. Objetivos**

Los principales objetivos del presente capítulo son:

- proponer un método general y un método simplificado para la estimación de la máxima tolerancia de los moldes usados en la fabricación de las dovelas;
- dar ejemplo de la aplicación de estos métodos
- indicar valores generales de referencias para las tolerancias consideradas.

#### **11.1.2. Organización del estudio**

La formulación desarrollada con anterioridad puede ser usada para componer un método general de diseño cuya descripción se presenta en el apartado 11.2. Este método se destina a los casos en que se dispone de un programa de elementos finitos suficientemente potente como para permitir el cálculo de las imperfecciones de contacto límites.

En el caso contrario, se pueden asumir algunas simplificaciones en los parámetros de entrada del método general, con lo que se deriva el método de diseño descrito en el apartado 11.2. En este también se muestra un ejemplo de aplicación del método simplificado teniendo en cuenta algunas características de partida para el anillo.

Los métodos desarrollados permiten calcular valores de referencia para la tolerancia de los moldes una vez consideradas condiciones estándares para el material que conforma las juntas. Estos valores son presentados en el apartado 11.4 pudiendo ser empleados en los casos donde no se dispone de muy poca información sobre las características del túnel.

### **11.2. Método general de diseño**

Los estudios realizados en las diferentes partes del presente trabajo sirven de base teórica a la estimación de las máximas tolerancias de los moldes usados en la fabricación de las dovelas. Para ello, los conceptos

sobre la reducción de la capacidad resistente del segmento en función de las imperfecciones de contacto (Capítulos 7 y 9) deben ser combinados con los conceptos probabilísticos sobre la formación de estas imperfecciones a partir de las tolerancias (Capítulo 10). En la figura 11.1 se presentan los diferentes pasos que componen el procedimiento de cálculo propuesto.

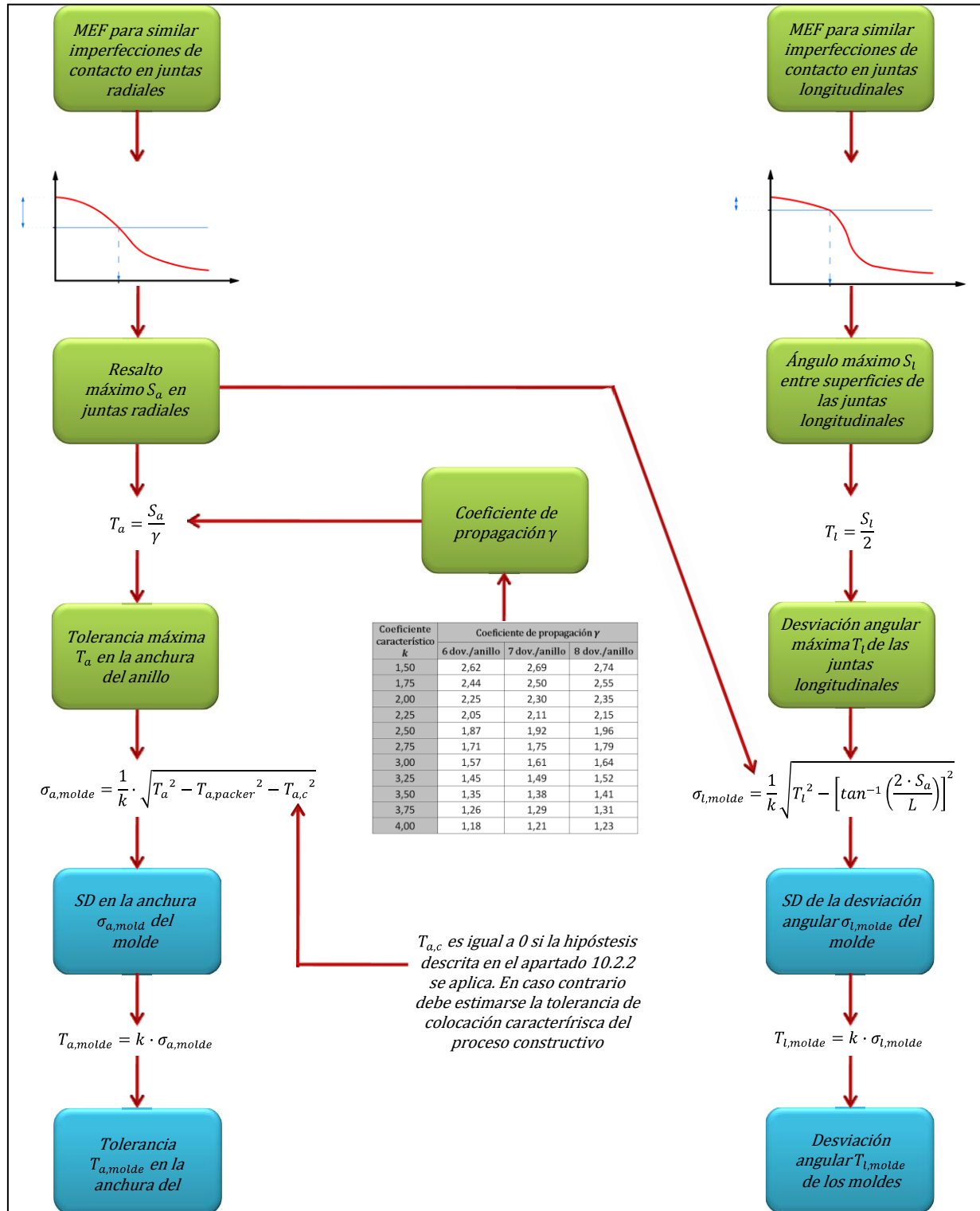


Figura 11.1 – Método general de diseño

Este procedimiento asume que la tolerancia son las máximas variaciones con respecto a la forma y dimensiones de las dovelas que causan una reducción significativa de la capacidad resistente de la misma. Por lo tanto, el diseño de valores de tolerancias debe considerar cómo las imperfecciones encontradas en la práctica afectan la capacidad resistente de las dovelas. Ello se evalúa a través de dos MEF que simulan las deficiencias de contacto en las juntas. El objetivo de este análisis es obtener curvas similares a las presentadas en el Capítulo 9. En ellas, se identifican las imperfecciones límites  $S_l$ , en la junta longitudinal, y  $S_a$ , en la junta radial, que producen la máxima reducción aceptable en la capacidad resistente de las dovelas.

En el caso de las juntas longitudinales, se asume por una cuestión de simplicidad que la máxima tolerancia  $T_l$  de un anillo aislado es igual a la imperfección  $S_l$  dividida por 2. Ello tiene en cuenta que las imperfecciones encontradas corresponden en partes iguales a las dos dovelas que componen dicha junta. Es sabido que la tolerancia total por dovela es función de la combinación probabilística de las tolerancias de fabricación y de colocación. Por otra parte, esta última puede ser estimada a partir de la imperfección límite  $S_a$  en las juntas radiales.

Puesto que se conocen todas las variables requeridas, se calcula el valor de la desviación estándar  $\sigma_{l,molde}$  para la tolerancia de la junta longitudinal de los moldes por medio de la ecuación 10.11. Esta ecuación puede ser simplificada si no se emplea packer en las juntas longitudinales. Aparte, el mismo coeficiente característico puede ser usado a fin de garantizar la igualdad en el criterio adoptado para la definición de todas las tolerancias, con lo que se obtiene la ecuación 11.1.

$$\sigma_{l,molde} = \frac{1}{k} \cdot \sqrt{T_l^2 - \left[ \tan^{-1} \left( \frac{2 \cdot S_a}{L} \right) \right]^2} \quad [11.1]$$

Aunque el cálculo concierne las juntas longitudinales, la ecuación también está influenciada por las imperfecciones en las juntas radiales  $S_a$ . El valor de la tolerancia conocida como desviación angular de las juntas longitudinales de los moldes  $T_{l,molde}$  se obtiene a través de la multiplicación entre la desviación estándar  $\sigma_{l,molde}$  y el coeficiente característico  $k$ .

Por otra parte, la imperfección límite en las juntas radiales  $S_a$  no es igual a la tolerancia  $T_a$  en la anchura de un anillo aislado dado que el mecanismo de acumulación afecta las deficiencias de contacto constatadas en la práctica. En este caso, para obtener dicha tolerancia  $T_a$ , se debe dividir la imperfección límite en las juntas radiales  $S_a$  por el coeficiente de propagación y dado en la tabla 10.2. La desviación estándar  $\sigma_{a,molde}$  de la tolerancia en la anchura de los moldes se calcula en la ecuación 10.6. Una vez que se usa el mismo coeficiente característico  $k$  para todas las tolerancias, esta última ecuación puede ser simplificada, lo que resulta en la ecuación 11.2. Cabe reseñar que si las suposiciones expuestas en el apartado 10.2.2 son válidas, la tolerancia de colocación  $T_{a,c}$  a lo largo de la anchura del anillo debe ser igual a 0.

$$\sigma_{a,molde} = \frac{1}{k} \cdot \sqrt{T_a^2 - T_{a,packer}^2 - T_{a,c}^2} \quad [11.2]$$

En caso contrario, la tolerancia de colocación debe ser estimada en base a las características del proceso constructivo. Por fin, se obtiene la tolerancia en la anchura de los moldes a través de la multiplicación de la desviación estándar calculada por el coeficiente característico  $k$ .

### 11.3. Método simplificado de diseño

A pesar de la simplicidad del método general propuesto, puede que no se disponga de las herramientas necesarias para estimar los parámetros de entrada de las ecuaciones presentadas con anterioridad, esto es, las imperfecciones límite en las juntas radiales y longitudinales. En definitiva, la estimación de las mismas requiere el uso de programas de elementos finitos que ni siempre están a disposición del proyectista. Por ello, se recomiendan algunos valores de referencia para ambas imperfecciones límites. Éstos pueden ser usados en una estimación aproximada de las tolerancias los moldes cuando no se dispone de ninguna alternativa más precisa.

Las imperfecciones límites recomendadas fueron obtenidos a través del análisis con elementos finitos presentado en el Capítulo 9. Una vez que los MEF usados fueron definidos en base al promedio de las características mecánicas y geométricas de diversos túneles, se hace factible una generalización de sus resultados. A pesar de ello, estos valores deben ser considerados cuidadosamente, de manera especial para construcciones realizadas bajo condiciones poco usuales. Asimismo, en función de las incertidumbres presentes en las construcciones subterráneas, puede ser interesante emplear factores parciales de seguridad a la tolerancia final calculada para los moldes. Con ello, se reduciría la probabilidad de encontrar problemas constructivos inesperados en la práctica.

En la tabla 11.1 y en la tabla 11.2 son mostrados los valores de referencia de las máximas imperfecciones de contacto en juntas longitudinales y en juntas radiales, respectivamente. Una vez se haya encontrado el valor correspondiente para estas imperfecciones, el procedimiento de cálculo sigue la secuencia presentada en la figura 11.1.

Tabla 11.1 – Ángulo máximo  $S_l$  entre superficies de las juntas longitudinales

Espesor de la dovela (mm)	Ángulo máximo $S_a$ (°)
350	0,22
400	0,22
450	0,20
500	0,18

Tabla 11.2 – Resalto máximo  $S_a$  en juntas radiales (valores en mm)

Anchura de la dovela (mm)	Módulo de elasticidad del packer		
	200 N/mm <sup>3</sup>	100 N/mm <sup>3</sup>	50 N/mm <sup>3</sup>
1500	1,34	1,67	2,00
1750	1,75	2,00	2,50
2000	2,25	2,50	2,50

A fin de ilustrar la aplicación del método simplificado, se propone un ejemplo sobre la estimación de las tolerancias de los moldes. Para ello, se considera un anillo con 10000 mm de diámetro exterior compuesto por 8 dovelas idénticas con 475 mm de espesor y 1800 mm de anchura. En las juntas radiales se emplean láminas de packer con una tolerancia de 0,20 mm en el espesor y módulo de elasticidad igual a 185 N/mm<sup>2</sup>. La transmisión de cargas en las juntas longitudinales ocurre mediante el contacto directo sin packer. El constructor encargado de la fabricación de las dovelas y de la construcción del túnel adopta un coeficiente característico  $k$  igual a 2, que corresponde al intervalo de confianza de aproximadamente 95%.

Empezando el cálculo por la tolerancia en la anchura de los moldes, el primer paso es obtener la imperfección límite en las juntas radiales  $S_a$  en la tabla 11.2. Obviamente, en ella no existen valores para dovelas exactamente con las características definidas a principio. En este contexto, se adopta un límite máximo de 1,75 mm el cual corresponde a la anchura y al módulo de elasticidad más desfavorables y cercanos al anillo en cuestión (200 N/mm<sup>2</sup> and 1750 mm, respectively). Luego, esta imperfección se divide por el coeficiente de propagación  $\gamma$  que, para el anillo considerado, es igual a 2,35 como puede apreciarse en la tabla 10.2. El resultado de la división representa la tolerancia en la anchura de un anillo aislado  $T_a$ , la cual es igual a 0,74 mm.

$$T_a = \frac{S_a}{\gamma} = \frac{1,75}{2,35} = 0.74 \text{ mm} \quad [11.3]$$

La desviación estándar  $\sigma_{a,molde}$  de las tolerancias en la anchura de los moldes se calcula en la ecuación 11.2 tal y como puede apreciarse abajo. Por fin, se multiplica la desviación estándar estimada en 0,37 mm por el coeficiente característico  $k$ . El resultado de la multiplicación representa la tolerancia en la anchura de los moldes, la cual debe ser igual o inferior a 0,72 mm.



$$\sigma_{a,molde} = \frac{1}{k} \cdot \sqrt{T_a^2 - T_{a,packer}^2} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{0,74^2 - 0,20^2} = 0,37 \text{ mm} \quad [11.4]$$

$$T_{a,molde} = k \cdot \sigma_{a,molde} = 2 \cdot 0,37 = 0,74 \text{ mm} \quad [11.5]$$

De manera similar, el diseño de las tolerancias  $T_{l,molde}$  en las juntas longitudinales de los moldes empieza por la estimación de la imperfección límite  $S_l$  resistida por la dovela de acuerdo con la tabla 11.1. Para ello se podrían emplear los valores correspondientes a anillos con los espesores más cercanos al del ejemplo propuesto, o sea, 400 mm o 500 mm. Una vez más, se debe elegir el valor más desfavorable el cual es igual a  $0,18^\circ$  para el anillo con 500 mm de espesor. La tolerancia  $T_l$  en un anillo aislado se calcula a través de la división de la imperfección por 2, lo que da  $0,09^\circ$ . Al emplear dicha tolerancia en la ecuación 11.1, se obtiene una desviación estándar  $\sigma_{l,molde}$  para un anillo aislado igual a  $0,036^\circ$ . Cabe señalar que la imperfección límite  $S_a$  en la junta radial fue substituida por 1,75 mm, valor ya determinado en el inicio del análisis de la tolerancia en la anchura. Aparte, teniendo en cuenta que la distribución de las láminas de packer no es conocida, se considera la longitud  $L$  del segmento en el plano. Ésta se obtiene a través de la relación trigonométrica sencilla mostrada abajo.

$$L = 2 \cdot R \cdot \tan(\alpha/2) = 2 \cdot 4500 \cdot \tan(45/2) = 3727 \text{ mm} \quad [11.6]$$

$$\sigma_{l,molde} = \frac{1}{k} \cdot \sqrt{T_l^2 - \left[ \tan^{-1} \left( \frac{2 \cdot S_a}{L} \right) \right]^2} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{0,09^2 - \left[ \tan^{-1} \left( \frac{2 \cdot 1,75}{3727} \right) \right]^2} = 0,036^\circ \quad [11.7]$$

La desviación angular  $T_{l,molde}$  en las juntas longitudinales de los moldes se obtiene a través de la multiplicación de la desviación estándar  $\sigma_{l,molde}$  por el coeficiente característico  $k$ . Como se aprecia a continuación, la tolerancia calculada es igual a  $0,072^\circ$ .

$$T_{l,molde} = k \cdot \sigma_{l,molde} = 2 \cdot 0,036 = 0,072^\circ \quad [11.8]$$

#### 11.4. Tolerancias recomendadas

Empleado el método simplificado, se derivan algunas tolerancias con respecto a la desviación angular de las juntas longitudinales y a la anchura de los moldes. El coeficiente característico  $k$  empleado corresponde a un intervalo de confianza de 95% en la distribución normal siendo igual a 2. Aparte, se considera el uso de láminas de packer en la junta radial teniendo en cuenta una tolerancia en el espesor igual a 0,2 mm. Como resultado, se obtienen tolerancias de referencia tratadas como límites críticos que no deben ser superados.

En la tabla 11.3 se puede apreciar la tolerancia en la desviación angular de las juntas longitudinales de los moldes. Los valores están clasificados de acuerdo con el espesor y la anchura de las dovelas variando entre  $0,039^\circ$  y  $0,089^\circ$ . Este rango es ligeramente superior al recomendado en la literatura para esta tolerancia, la cual se queda entre  $0,03^\circ$  y  $0,05^\circ$ . No obstante, este último resulta de la experiencia práctica mientras que el rango recomendado en el presente trabajo es el producto de un método con base científica para el cálculo de las tolerancias.

Tabla 11.3 – Desviación angular  $T_{l,molde}$  de las juntas longitudinales de los moldes (valores en  $^\circ$ )

Espesor de la dovola (mm)	Anchura (mm)	
	1500	1750 y 2000
350	0,089	0,074
400	0,089	0,074
450	0,076	0,059
500	0,062	0,039

La tabla 11.4 muestra las tolerancias en la anchura de los moldes en función del módulo de elasticidad de los packers y de la anchura de las dovelas. En este caso, los valores recomendados como límite varían entre 0,53 mm y 1,04 mm al paso que en la literatura técnica sobre el tema se recomiendan valores entre 0,30 mm y 1,00 mm. Nuevamente, los resultados del método simplificado propuesto se acercan al rango definido en base a la experiencia práctica siendo ligeramente superior. Asimismo, se debe matizar que en este último rango no se hace distinción en función de las características de las dovelas y de los packer empleados, algo que solo fue posible debido al método de diseño propuesto aquí.

Tabla 11.4 – Tolerancia  $T_{a,molde}$  en la anchura de los moldes (valores en mm)

Anchura de la dovela (mm)	Módulo de elasticidad del packer		
	200 N/mm <sup>3</sup>	100 N/mm <sup>3</sup>	50 N/mm <sup>3</sup>
1500	0,53	0,68	0,82
1750	0,71	0,82	1,04
2000	0,93	1,04	1,04

La clara proximidad entre los rangos calculados y los recomendados en la literatura para ambas tolerancias es un fuerte indicio de que el método de diseño propuesto arroja resultados razonables. Así, se podría incluso aumentar ligeramente las tolerancias de los segmentos hacia los límites determinados en base al procedimiento de cálculo propuesto sin, con ello, comprometer la calidad del proceso constructivo. Es importante matizar que tolerancias aún mayores que los valores recomendados aquí pueden ser encontradas una vez se disponga de datos más precisos y se emplee el método simplificado o el general.



## 12. CONCLUSIONES FINALES Y PERSPECTIVAS FUTURAS

### 12.1. Conclusiones generales

Como se ha podido observar, el campo de la construcción de túneles con tuneladora y dovelas de hormigón es extremadamente amplio y presenta una serie de temas en los que todavía cabe ahondar. Por ello, se ha optado por realizar una tesis doctoral con un carácter más bien generalista, capaz de dar respuestas con clara aplicación práctica a 4 temas muy concretos: la fabricación de dovelas con hormigón autocompactante (HAC), el comportamiento de los morteros de relleno, el comportamiento de los packers y la relación entre las tolerancias y los daños estructurales observados durante la construcción. A continuación se presenta la conclusión general de cada uno de ellos en respuesta a los objetivos generales definidos en el Capítulo 1.

En el primer tema se ha demostrado que es posible emplear HAC con y sin fibras en la producción de dovelas con hormigonado de los moldes en posición horizontal y casi sin ninguna alteración de los equipos y procedimientos ejecutivos usuales. Dicho material presenta una serie de ventajas con respecto al hormigón convencional tanto desde el punto de vista técnico y productivo como de la reducción de la contaminación acústica en el entorno de trabajo. Así pues, se recomienda la incorporación de los HAC (preferentemente con fibras) a la fabricación de las dovelas.

El segundo tema presenta una aportación clara frente a la ausencia en la literatura de directrices aplicadas a la dosificación de los morteros de relleno. En este contexto, el estudio realizado no solo identifica las principales propiedades que influyen en el comportamiento de dicho material antes y después de la inyección (tensión umbral, viscosidad y densidad aparente en estado fresco) sino que también muestra cómo aplicarlas para prever el desempeño esperado en la práctica. Con ello y en base a algunas recomendaciones de partida, se propone en el apartado 4.4 una guía de diseño que, además de muy sencilla y fácil de aplicar, tiene el valor añadido de permitir la dosificación de morteros en función de los requerimientos de cada obra. Asimismo, las directrices definidas en esta guía de diseño sirven para realizar los ajustes necesarios a las dosificaciones de forma rápida a pie de obra, lo que aumenta la capacidad y la velocidad de respuesta del constructor ante los imprevistos encontrados a lo largo de la construcción.

En el tercer tema se concluye que los modelos elástico-lineal y de rozamiento sencillo no permiten simular de manera completa el comportamiento de los packers frente a la sollicitación normal y frente a la sollicitación compuesta (con una componente normal y otra tangencial). En su lugar deben emplearse las curvas obtenidos en los ensayos del apartado 6 o bien los modelos descritos por las ecuaciones 6.4 y 6.5, las cuales presentan un avance respecto a la capacidad de representar el comportamiento de la junta. Cabe matizar que tanto en el caso del estudio de los packers como en el caso del estudio de los morteros de relleno, el uso de los mismos materiales empleados en 6 obras reales (Línea 9 de Barcelona, Línea 3 de Madrid, Túnel de Pajares, Túnel de Guadarrama, Túnel de la Cela, M30) constituye un importante valor añadido que amplifica la representatividad de los resultados obtenidos y potencia la aplicación de los mismos a la práctica.

Por otro lado, la aportación más relevante en el cuarto tema consiste en tratar las tolerancias de las dovelas bajo un enfoque con fundamento científico en contraste con una estimación basada en experiencias anteriores o bien por prueba y error. Otra gran ventaja del método propuesto es la posibilidad de considerar aspectos muy prácticos como son la interacción entre diferentes tipos de tolerancia, el mecanismo de acumulación de las imperfecciones y la frecuencia con que se producen daños estructurales en las dovelas. En definitiva, queda delimitada de manera clara cómo las tolerancias pueden dar lugar a los daños estructurales observados durante la construcción del túnel.

En consecuencia, se recomienda realizar la estimación de la máxima tolerancia de los moldes mediante el método general o el método simplificado (ambos descritos en el Capítulo 11). Éstos se han mostrado bastante flexibles y fáciles de usar permitiendo el cálculo de las tolerancias en función de la incidencia de daños estructurales esperada durante la fase de construcción. Los valores recomendados para la desviación angular de la junta longitudinal de los moldes varían entre  $0,53^\circ$  y  $1,04^\circ$  en función del espesor y de la anchura de la dovela, tal y como puede apreciarse en la tabla 11.3. Por otro lado, las tolerancias recomendadas para la anchura de la dovela están entre 0,039 mm y 0,089 mm, variando en función de la anchura de la pieza y de la elasticidad del packer, tal como muestra la tabla 11.4. Cabe matizar que estos rangos se acercan a los obtenidos en las experiencias prácticas.

## 12.2. Conclusiones específicas

En el Capítulo 1 se han propuesto unos objetivos específicos a cada una de los temas estudiados. En respuesta a estos objetivos específicos se muestran varios avances descritos de manera detallada en los demás capítulos que componen la presente tesis doctoral. A fin de dar una visión de los avances y de las principales aportaciones, a continuación se muestran las conclusiones específicas de los diferentes temas tratados.

### *Fabricación de dovelas con HAC*

- El uso de los HAC permite la eliminación de la fase de vibrado del molde además de un hormigonado más fácil de las dovelas. Ello representa un valor añadido con respecto a la reducción de la contaminación acústica del entorno, del tiempo de fabricación, de los gastos de mantenimiento y compra de vibradores y moldes, entre otras ventajas.

- El hormigonado de los moldes en posición horizontal con HAC es posible. Las tolerancias producidas en el trasdós de las dovelas debido a este hormigonado son demasiado pequeñas para afectar el comportamiento estructural de las dovelas, el proceso de construcción y la estanqueidad de las juntas.
- Las tolerancias observadas pueden reducirse aún más a través de la disminución de la apertura de los moldes por la que se vierte el hormigón. En el caso del presente estudio, una reducción de 30% en dicha abertura lleva a la disminución de la tolerancia inicial de 3 mm a aproximadamente 1,5 mm.
- El acabado superficial de las piezas es considerablemente mejor que el observado usualmente en los casos en que se emplea el hormigón convencional con vibrado posterior. Por consiguiente, el HAC también permite eliminar la fase de corrección de las imperfecciones superficiales fruto del hormigonado deficiente de la dovela, lo que lleva nuevamente a una reducción de los costes.
- La nueva filosofía empleada para dosificar el HAC con y sin fibras se ha mostrado muy positiva, permitiendo obtener buenos resultados en grandes campañas experimentales realizadas en una industria de prefabricados bajo las limitaciones y las condiciones de contorno reales.
- El HAC con incorporación de 50 kg fibras de acero por metro cúbico de hormigón tiene una tenacidad 54% mayor que la de la dosificación sin fibras. Ello representa una ventaja de cara a reducir la incidencia de los daños estructurales apreciados durante el transporte y el manejo de las dovelas en el interior del túnel.
- La pérdida de trabajabilidad observado en la dosificación del HAC con fibras de polipropileno no se justifica a partir el aumento de la superficie específica causado por dicha adición (la cual corresponde tan solo a un 0,19% de la superficie específica total de la mezcla). En este caso, la pérdida de trabajabilidad es consecuencia de la formación de una red densa de fibras internamente a la masa de hormigón, lo que dificulta el movimiento relativo de las partículas de la mezcla. Ello indica que, en algunos casos extremos, no se puede seguir únicamente el precepto de la sustitución de áridos por igual masa de fibras tal y como propone la filosofía de dosificación empleada. Al contrario, también se deben considerar los aspectos geométricos y la distribución de las fibras.
- Además de las diversas ventajas ya mencionadas, se espera que la aplicación del HAC lleve a un aumento en la calidad y en la productividad del proceso de fabricación de las dovelas.

#### Comportamiento de los Morteros de relleno

- El ensayo con el reómetro representa un valor añadido importante para la caracterización de los morteros de relleno dado que permite, por un lado, la estimación directa de la reología de las mezclas y, por otro lado, la identificación de diferencias en el comportamiento en estado fresco que no son detectadas en los ensayos de consistencia. Ello resulta evidente al comparar la dosificación 1 del Túnel de Pajares y de la Línea 9 de Barcelona que presentan una extensión de flujo en la mesa de sacudidas igual a 184 y 190 mm, respectivamente. A pesar de la aparente mayor fluidez, esta última tiende a ser menos bombeable ya que presenta una tensión umbral 57% mayor y una viscosidad 114% mayor que las medidas en la dosificación 1 del Túnel de Pajares.
- La composición sencilla de los morteros de relleno permite la estimación simplificada de las propiedades reológicas a partir de una correlación con el contenido de finos presentes en la mezcla. Teniendo en cuenta la importancia de las propiedades reológicas, se recomienda el uso de esta correlación para controlar y modificar dichas propiedades de manera fácil y rápida al pié de obra.

- Frente a los resultados obtenidos, se recomienda el uso morteros con valores bajos de densidad en estado fresco (preferentemente por debajo de los  $1,7 \text{ g/cm}^3$ ), lo que se logra mediante la incorporación de aditivos aireantes. Por otro lado, hay que buscar morteros con tensiones umbrales bajas (inferiores a los 300 Pa) a través de la reducción del contenido de finos que pasan en el tamiz 200. Este contenido debe estar por debajo de los  $350 \text{ kg/m}^3$  de acuerdo con correlación estimada en el apartado 4.3.4.2. Cabe matizar que la observación de estas recomendaciones y la aplicación de la guía de diseño propuesta aquí representan una gran aportación que permite tanto el diseño de nuevas mezclas más conformes con el sistema de inyección de cada túnel como la corrección de eventuales incompatibilidades observadas a lo largo del proceso constructivo.
- Las propiedades reológicas y la densidad en estado fresco son los principales parámetros de entrada de las ecuaciones que describen el proceso de bombeo. La aplicación de dichas ecuaciones al sistema de inyección de la tuneladora permite estimar la bombeabilidad de cada mortero frente a las situaciones prácticas. Con ello se comprueba que el transporte del mortero menos bombeable - correspondiente a la dosificación de la Línea 9 de Barcelona - requiere aproximadamente 67,5 % más energía que el transporte del mortero más bombeable - dosificaciones 1 y 2 del Túnel de Pajares.
- La variación de la tensión umbral con el paso del tiempo es prácticamente idéntica para los dos procedimientos de conservación estudiados (con y sin amasado posterior). En ambos se observa un aumento de aproximadamente 20% en las primeras 4 horas, lo que puede dificultar el bombeo y la inyección del mortero. Por lo tanto, se debe reducir al máximo el tiempo entre el amasado y la inyección del mortero a fin de limitar los efectos negativos frutos del aumento de la tensión umbral.
- La variación de la viscosidad con el paso del tiempo presenta una tendencia ligeramente decreciente en el procedimiento de conservación con amasado posterior mientras que en el procedimiento sin amasado posterior hay una tendencia creciente. Pasadas 4 horas, el último presenta una viscosidad 262% mayor que la encontrada en el primero. Así pues, es recomendable realizar mezclas periódicas para evitar el aumento indeseado de la viscosidad del material.
- Las pruebas con captadores en la Línea 3 de Madrid y 2 anillos de la Línea 9 de Barcelona muestran claramente la evolución de las presiones en la capa de relleno con el paso del tiempo. En todas ellas, se observa una fase inicial en la que la variación medida es básicamente función de las presiones suministradas por las líneas de inyección, si bien los valores encontrados son ligeramente más bajos por lo general. En la fase siguiente, hay cierta estabilidad de las presiones en la capa de relleno causada por el aumento de la distancia con respecto a las líneas de inyección o debido al fraguado y consolidación del mortero.
- Las cargas transmitidas por el mortero generalmente alcanzan un máximo cuando el anillo sale de la cola de la tuneladora. De manera más intensa en las pruebas del anillo 2339 de la Línea 3 de Madrid y del anillo 2255 de la Línea 9 de Barcelona, en este momento hay picos de presión que alcanzan los 5,87 bares y superan los 20,48 bares, respectivamente. Estos picos, observados generalmente cerca de los octantes superiores del anillo, no se justifican por la presión de inyección, sino que pueden deberse a las cargas transmitidas por el terreno.
- El gradiente de presiones aplicado por el mortero alrededor del anillo en todas las pruebas no se acerca al gradiente del agua ni tampoco al gradiente ideal del propio mortero, al contrario de lo observado por Bezuijen y Talmon <sup>(17; 20; 87)</sup>. Los resultados obtenidos indican que los morteros aún en estado fresco no se comportan como un líquido ideal sino que son capaces de conservar parte de la presión de inyección y las sollicitaciones recibidas del terreno.

### Comportamiento de los Packers

- Se han propuesto nuevos ensayos de caracterización de los packers frente a la sollicitación normal y a la sollicitación compuesta (con una componente normal y otra tangencial). Éstos muestran una buena repetitividad de los resultados siendo suficientemente sensibles a las características de los materiales ensayados. Así, se recomienda el uso de los mismos para las caracterizaciones y comparaciones futuras de los diferentes tipos de packers.
- El comportamiento del packer frente a la sollicitación normal es similar al de un elastómero, pasando por tres fases. En la fase elástica el packer presenta un comportamiento tensión-deformación prácticamente lineal. Conforme aumenta la tensión normal, el material entra en la fase de colapso en la que ocurre una deformación considerable para pequeños incrementos en la tensión normal aplicada. Finalmente, el packer alcanza la fase de densificación donde, para producir pequeños incrementos en la deformación, es necesario aumentar considerablemente la tensión normal.
- Al comparar los diferentes ciclos de carga y descarga realizados durante el ensayo, se verifica que los packers están influenciados por el efecto de Mullins (fenómeno de endurecimiento muy común en los elastómeros). De acuerdo con éste, se observa que la deformación del packer en el primero ciclo de carga es mayor que la constatada para los ciclos siguientes que son casi iguales entre sí. Un ejemplo extremo se verifica en el caso del packer bituminoso cuya deformación durante la fase de compresión del primer ciclo de carga es 304% y 317% mayor que en el segundo y en el tercer ciclo de carga, respectivamente.
- Por otro lado, los packers están influenciados por el fenómeno de relajación. Éste se constata en los escalones con carga constante en los cuales el packer sigue deformándose a pesar de no haber variación en la carga aplicada.
- Al contrario de lo que es usual en los elastómeros donde se emplean modelos matemáticos bastante complejos para la descripción del comportamiento frente a compresión, en el caso de los packers se propone un modelo exponencial sencillo dado por la ecuación 6.4 que puede fácilmente incorporarse a los análisis computacionales.
- Este modelo es función básicamente de los parámetros  $A$  y  $n$ . De acuerdo con los resultados de la campaña experimental, el primer parámetro varía entre 0,0324 y 0,0905 mientras que el segundo puede ser considerado constante e igual a aproximadamente 0,4 para los diferentes tipos de packers ensayados. Por lo tanto, la representación matemática del comportamiento del packer frente a la sollicitación normal queda definida básicamente por el parámetro  $A$ , que debe ser determinado experimentalmente.
- El comportamiento del packer frente a la sollicitación compuesta (normal y tangencial) se divide en tres fases. En la fase inicial los incrementos en la tensión tangencial casi no producen el desplazamiento relativo en la junta. Con el aumento de la carga aplicada se alcanza la fase intermediaria en la que hay cierta plastificación de la junta y un aumento creciente en las deformaciones medidas. Una vez alcanzada la tensión tangencial límite se llega a la tercera fase en la que hay un desplazamiento relativo acentuado sin ningún aumento en la tensión tangencial aplicada.
- El ligero comportamiento plástico observado corrobora la hipótesis definida en el estado del conocimiento sobre la existencia de un mecanismo resistente que actúa en paralelo al rozamiento sencillo. Este mecanismo se desarrolla en función de un engranamiento entre la superficie del packer y la del hormigón lo que produce concentraciones localizadas de tensión y puede llevar a la plastificación del primero.



- El comportamiento de los packers frente a las solicitaciones compuestas se representa matemáticamente a través del modelo conceptual propuesto en el apartado 6.3.5. Partiendo de este modelo se identifican dos posibles mecanismos de roturas para la junta frente a la solicitación compuesta. En el primero de ellos, la resistencia del packer es superior a la de la interface packer-hormigón de modo que la rotura ocurre en esta última. En el segundo de ellos, la resistencia del packer es inferior a la de la interface de tal suerte que la rotura se produce debido a la deformación excesiva de este material.
- La combinación de estos mecanismos explica porque, a partir de un cierto punto, el incremento en la tensión normal aplicada deja de producir un aumento correspondiente en la tensión tangencial máxima resistida por la junta. Así, para tensiones normales reducidas, la resistencia de la interface es inferior a la del packer. Sin embargo, conforme aumenta la tensión normal, también aumenta la resistencia de la interface, la cual puede incluso superar la resistencia del packer. A partir de este punto, la rotura deja de producirse en la interface, pasando a ocurrir en el packer. Es evidente que la resistencia del packer no aumenta de forma tan acentuada con los incrementos de la tensión normal, lo que justifica la mayor horizontalidad observada en la parte final de todas las curvas de la figura 6.31.
- La situación de contacto sin packer presenta una capacidad de movilizar esfuerzos de corte muy superior (más que el doble para una tensión normal de 8MPa) a la presentada por los packers ensayados. Si no se producen concentraciones elevadas de tensión y daños localizados, las juntas sin packer permiten una mayor redistribución de los esfuerzos entre los anillos adyacentes, lo que puede ser positivo para el comportamiento global del túnel.

#### Relación entre tolerancias y daños estructurales

- Se identifican dos tolerancias de fabricación principales que afectan el comportamiento estructural de las dovelas: la tolerancia en la anchura y la desviación angular de las juntas longitudinales. La primera de ellas genera las imperfecciones de contacto en las juntas radiales, mientras que la segunda causa imperfecciones en las juntas longitudinales. A su vez, estas imperfecciones son responsables por los dos tipos de daño estructural más frecuentes en los túneles: las fisuras longitudinales y en las esquinas, respectivamente.
- La simulación estructural de las imperfecciones de contacto es bastante compleja y requiere programas de elementos finitos como el DIANA. En este sentido, el uso de elementos de contacto es la opción obvia, si bien arroja algunos problemas relacionadas a la convergencia del análisis. Cabe matizar que estos elementos no se encuentran disponibles en muchos de los programas de elementos finitos, con lo que se limitaría la aplicación del método general propuesto para estimar las tolerancias.
- La comparación entre modelos con elementos de contacto y con elementos de interface muestra que ambos conducen prácticamente a los mismos resultados siempre que la solicitación tangencial de la junta no es muy significativa. No obstante, el uso de elementos de interface en DIANA es factible incluso cuando las tensiones tangenciales son significativas. En este caso cada junta debe estar compuesta de dos capas de elementos de interface adyacentes: una para describir el comportamiento tangencial y otra para describir el comportamiento normal.
- El modelo analítico simplificado propuesto para simular las deficiencias de contacto corrobora el comportamiento medido en los modelos de elementos finitos. Así pues, a pesar de las diferencias en la formulación, se concluye que estos modelos permiten la representación de las condiciones encontradas en la práctica. Tal conclusión amplifica la posibilidad de realizar estudios como el presentado aquí, haciendo que el método general propuesto sea mucha más flexible y fácil de emplear. Para ello, se recomienda el uso de

elementos de interface con el valor añadido de mejorar la convergencia frente a los distintos pasos de carga.

- Se introducen los conceptos de daño crítico y reducción límite de la capacidad resistente relativa. El daño crítico refleja un comportamiento estructural inaceptable de la dovela el cual se utiliza para estimar la máxima carga resistida por la misma, es decir, su capacidad resistente (que varía en función del tipo y de la magnitud de las deficiencias de contacto existentes). Una vez definida una reducción límite para la capacidad resistente, se calcula la máxima imperfección que puede ocurrir en las juntas sin causar un daño inaceptable en las dovelas. Seguidamente, esta imperfección de contacto máxima se emplea en la estimación de la tolerancia de la pieza. En base a ello, se define la tolerancia como la máxima variación en una cierta dimensión que no compromete significativamente la capacidad resistente del elemento estructural.
- El criterio de daño crítico propuesto aquí permite estimar la carga máxima resistida por las dovelas para cada imperfección evaluada. La influencia de las imperfecciones de contacto sobre la capacidad resistente de las dovelas muestra una misma tendencia general independientemente de las dimensiones consideradas y de las condiciones de contorno. En todos los casos se identifica claramente una imperfección de contacto límite que, una vez superada, produce una reducción brusca de la capacidad resistente de la dovela. Esta disminución ocurre como consecuencia de un cambio en el mecanismo de rotura.
- Es sabido que las imperfecciones de contacto afectan la máxima carga resistida para el estado límite último. Sin embargo, una vez hay suficiente fisuración, estas imperfecciones se reducen considerablemente permitiendo a la estructura resistir a incrementos en la carga aplicada. Por otra parte, la fisuración excesiva de la dovela marca la condición de daño crítico referente al estado límite de servicio, el cual ocurre antes en función de la magnitud de las imperfecciones. Como consecuencia, los resultados relativos más desfavorables suelen obtenerse para el estado límite de servicio, especialmente en cuanto a la abertura de fisuras que compromete la durabilidad y aspectos estéticos de la estructura.
- El módulo de elasticidad del packer, la anchura y el espesor de las dovelas tienen clara influencia sobre el valor de dicha imperfección límite. En este ámbito, la disminución del módulo de elasticidad del packer y el aumento de la anchura de las dovelas producen un aumento en el valor de la imperfección límite absorbida por el segmento en las juntas radiales. Por otro lado, el aumento del espesor de la dovela produce una reducción de la imperfección límite estimada para las juntas longitudinales. Todos estos comportamientos han sido justificados desde un punto de vista físico teniendo en cuenta la capacidad de la dovela a deformarse.
- Las imperfecciones angulares límites para las juntas longitudinales están entre  $0,18^\circ$  y  $0,22^\circ$  mientras que los resaltos límites para las juntas radiales quedan entre 1,34 y 2,50 mm. Cabe señalar que los modelos de elementos finitos usados en el presente estudio se han definido en base a las características medias encontradas en diversos túneles, con lo que se abre espacio a la generalización de sus resultados. Puesto que no se ha podido simular variaciones en todas las características de estos modelos, se recomienda la realización de estudios adicionales en casos muy específicos no tratados en la presente tesis doctoral.
- En el presente estudio se ha demostrado que la definición de la anchura del anillo universal en un número reducido de puntos representa una aproximación de proyecto que genera deficiencias de contacto a la hora de apoyar dovelas adyacentes. Para cuantificar estas deficiencias a partir de las aproximaciones de proyecto se propone el modelo analítico descrito en el apartado 8.3.2. La aplicación del mismo al anillo de la Línea 9 de Barcelona muestra que se generan espacios entre dovelas que van desde 0,35

hasta 2,16 mm. Estos espacios son considerables si comparados a las tolerancias de fabricación y de colocación pudiendo contribuir a la formación de fisuras durante la fase de construcción del túnel.

- No obstante, se muestra que la completa eliminación de estos espacios debido a las aproximaciones de proyecto es plenamente factible. Para ello, se debe definir la geometría del anillo universal de acuerdo con la ecuación 8.7 y no a través de algunos puntos donde se fija la anchura de la dovela.
- Al contrario, las tolerancias debidas a la fabricación y a la colocación de las dovelas no pueden ser eliminadas en la mayoría de los casos. La consideración del efecto probabilístico combinado de las mismas se hace a través de la ecuación 10.4 que permite estimar la tolerancia resultante en un anillo aislado y ya instalado. Esta ecuación se aplica indistintamente a cualquier tipo de tolerancia aunque, en algunas situaciones especiales, la misma puede ser simplificada en virtud de aproximaciones en cuanto al uso de packer en la junta o debido a las características del proceso de colocación de las dovelas. En base a ello, se proponen las ecuaciones 10.9 y 10.12 para el cálculo de las tolerancias en la anchura y la desviación angular de los moldes, respectivamente.
- Por la naturaleza de la dispersión de las tolerancias, la formación de las deficiencias de contacto debe ser evaluada bajo un prisma probabilístico a través de la formulación descrita en el apartado 10.3. Estas ecuaciones describen el mecanismo según el cual las tolerancias de un anillo aislado pueden acumularse dando lugar a las deficiencias de contacto. Ello permite estimar la probabilidad de tener en la práctica imperfecciones superiores a un cierto valor de referencia. El análisis de Monte Carlo corrobora los resultados obtenidos con el modelo matemático.
- En base a ello, se proponen los coeficientes de propagación  $\gamma$  mostrados en la tabla 10.2, los cuales, una vez multiplicados por la tolerancia resultante inicial, dan como respuesta la deficiencia de contacto fruto del mecanismo de acumulación con una probabilidad de 97,5%.
- El modelo propuesto para el mecanismo de acumulación hace factible la estimación y la comparación de variables que hasta ahora no podían ser relacionadas cuantitativamente. A manera de ejemplo se comparan láminas de packer con distintas tolerancias típicas. Para el ejemplo analizado en el presente estudio, el cambio de tipo de packer lleva un aumento de tan solo un 13,7% en la tolerancia de un anillo aislado. Sin embargo, ello produce un aumento de 72% en la incidencia de los daños estructurales críticos.
- De acuerdo con el otro ejemplo estudiado, los espacios entre anillos medidos en una auscultación realizada en la Línea 9 de Barcelona reflejan una tendencia y valores absolutos muy similares a los calculados a partir de la formulación teórica propuesta. Ello indica que dicha formulación es capaz de simular satisfactoriamente el mecanismo de acumulación observado en la práctica.
- En los casos en que es posible realizar análisis con programa de elementos finitos, se recomienda el uso del método general de diseño de las tolerancias de los moldes (véase Capítulo 11). De manera alternativa, para un cálculo rápido sin necesidad de emplear programas de elementos finitos, se recomienda el uso del método simplificado de diseño. En los casos en que no se dispone de las informaciones necesarias para emplear ninguno de los métodos anteriores, se pueden usar los valores de tolerancia recomendados en la tabla 11.3 y en la tabla 11.4.

### 12.3. Perspectivas futuras

A pesar de los diversos avances señalados de manera resumida en el apartado anterior, todavía hay espacio para nuevos estudios en todos los temas tratados en la presente tesis doctoral y desde un punto de vista general en otros asociados a la construcción de túneles mediante dovelas. Teniendo esto en cuenta, se presentan algunas sugerencias para investigaciones y campañas experimentales futuras.

#### Fabricación de dovelas con HAC

Con respecto a la fabricación de dovelas con HAC se han recomendado pequeñas modificaciones en los equipos usados a lo largo del proceso fabricación. Una vez llevadas a cabo, se deben realizar nuevas campañas experimentales a fin de cuantificar más a fondo los beneficios del uso de dicho material en lo que hace referencia a la mejora de procesos. En el caso de realizar una producción en larga escala, se puede estimar tanto el aumento en la productividad como el aumento de la calidad del proceso por medio del conteo del número de dovelas producidas por unidad de tiempo y del porcentaje rechazado, respectivamente. Con ello se puede comparar el coste de fabricación de las dovelas con HAC y el coste correspondiente al sistema productivo con hormigón convencional.

Asimismo es importante evaluar la reducción de la contaminación acústica del entorno en el caso de aplicar el HAC. Dicha estimación puede hacerse a través de la comparación del nivel de presión acústica medida con un decibelímetro antes y después de la sustitución del hormigón convencional. Por otra parte, pueden emplearse técnicas fotográficas con material de contraste para evaluar las mejoras en el acabado superficial de las dovelas.

#### Caracterización de los morteros de relleno

En el estudio sobre la caracterización de los morteros de relleno debe ahondarse en la correlación entre el contenido de finos y la tensión umbral de cizallamiento teniendo en cuenta diferentes dosificaciones. El elevado grado de correlación obtenido a pesar de las considerables diferencias entre las dosificaciones ensayadas es indicio de que esta relación puede aplicarse a otros morteros. No obstante, para evaluar esto y para predecir con mayor exactitud el comportamiento esperado en la práctica es necesario realizar más pruebas con equipos como los reómetros, los cuales presentan una elevada capacidad de caracterizar las propiedades reológicas. En este contexto, la realización de pruebas adicionales teniendo en cuenta diferentes tiempos y procedimientos de amasado puede contribuir para un mejor proceso de conservación del mortero.

También es necesario ejecutar pruebas para evaluar la representatividad y proponer modificaciones a la formulación que describe el bombeo y la inyección de los morteros de relleno. Para ello, la mejor alternativa es la realización de pruebas directamente en una tuneladora, lo que se traduce en mayor fiabilidad de la información obtenida. Aparte, con un esfuerzo inicial relativamente pequeño y sin alterar la velocidad de ejecución del túnel, se puede sacar una cantidad considerable de datos que quedarían registrados en el propio sistema de adquisición de datos de la máquina.

#### Caracterización de los packers

Es importante estudiar más a fondo a través de simulaciones numéricas el comportamiento estructural del anillo teniendo en cuenta las propiedades medidas para los diferentes materiales de contacto y para la situación sin packer. En base a ello, pueden evaluarse las posibles consecuencias estructurales de la eliminación del packer en las juntas radiales y longitudinales.

Los modelos matemáticos propuestos para describir el comportamiento de ambas juntas frente a la sollicitación normal y, principalmente, frente a la sollicitación compuesta deben estudiarse con más detalle. Para ello, es necesario obtener más datos experimentales a través de la ampliación de la campaña de ensayos descrita aquí. En este nuevo estudio de caracterización, se recomienda realizar pruebas adicionales con materiales que no pudieron ser ensayados en la presente campaña experimental como, por ejemplo, el de contrachapado de madera.

### Relación entre tolerancias, deficiencias de contacto y daños estructurales

La base teórica para evaluar la relación entre las tolerancias, las deficiencias de contacto y los daños estructurales ha sido desarrollada completamente en el presente estudio, dando lugar incluso a un método de diseño de las tolerancias de los moldes. En este contexto, parece conveniente profundizar en los trabajos futuros enfocando la estimación empírica de las tolerancias, de las deficiencias de contacto y la frecuencia de los daños estructurales.

Actualmente se dispone de diversos equipos como los inferómetros laser que permiten una medición de varios puntos de una superficie con elevada precisión. En base a ello, se recomienda la realización de campañas experimentales para medir las tolerancias de fabricación de las dovelas y de los moldes a fin de confirmar si éstas siguen los límites establecidos en proyecto. Asimismo se deben realizar más mediciones de los espacios entre dovelas tras la construcción del túnel. Una vez introducidos en la base teórica desarrollada en el Capítulo 10, los resultados de ambas auscultaciones permiten estimar la tolerancia de colocación de las dovelas en los casos en que ésta sea considerable. Los valores estimados sirven como parámetro de entrada para el método de diseño general propuesto con anterioridad para el cálculo de las tolerancias de los moldes.

Aunque el estudio paramétrico sobre la capacidad resistente de las dovelas frente a las deficiencias de contacto fue bastante amplio, éste debe ser ampliado teniendo en cuenta más variaciones en los materiales y en la geometría. Con ello, se obtendrían parámetros de entrada más precisos para el método de diseño simplificado, el cual probablemente arrojaría tolerancias aún menos estrictas.

## 13. FINAL CONCLUSIONS AND FUTURE PERSPECTIVES

### 13.1. General conclusions

As mentioned previously, the field of underground construction with tunnel boring machines (TBM) and segmented lining is extremely wide embracing several subjects that require further studies. Therefore, a rather generalist work was outlined in order to provide clear and practical answers in 4 important research lines: the manufacturing of segmented lining with self-compacting concrete (SCC), the behavior of the backfill grout, the behavior of the packer and the relation between tolerances and the structural damage during construction. This section presents the general conclusions obtained for each one of them in response to the general objectives defined in Chapter 1.

The study of the first subject shows that the production of segmented lining with SCC segments cast in horizontal position with and without addition of fibers is feasible with the same equipment and manufacturing process used commonly. The substitution of the conventional concrete by the SCC yielded many technical and manufacturing advantages besides a remarkable reduction of the noise emission to the surroundings. Therefore, the present study recommends the production of segmented lining with of SCC (preferentially with fibers).

The outcomes of the second subject are a clear advance regarding the lack of dosage methods and guidelines for the design of backfill grout mix in the literature. In this context, the study carried out not only identifies the main properties that influence the backfill material behavior before and after its injection (yield stress, plastic viscosity and fresh density) but also shows how to use these properties to

predict the performance expected in practice. This knowledge and some initial recommendations are the basis for the dosage method proposed in section 4.4 that, besides being very simple and easy-to-use, allow the definition of the backfill grout mix as a function of the requirements of each worksite. Furthermore, the guidelines provided with the dosage method are helpful tools to perform adjustments in the backfill grout mix during the construction process, thus increasing the ability of the constructor to respond quickly to unexpected problems.

In the third subject, it becomes clear that the packer behavior under normal and coupled (normal and tangential) loads is not completely represented by the linear-elastic model and the simple friction model. Instead, the model of the segmented lining joint should incorporate the test results given in section 6 or the constitutive models described by equations 6.4 and 6.5. These equations are an important advance with an eye to a good representation of the behavior of the packer. It is important to point out that in the study about the backfill material and the packer were carried out with the material sampled from many real tunnels (Línea 9 de Barcelona, Línea 3 de Madrid, Túnel de Pajares, Túnel de Guadarrama, Túnel de la Cela, M30). This amplifies the representativeness and the practical usage of the results derived from both studies.

On the other hand, the contribution of the fourth subject is to treat the tolerance of the segmented lining using a scientific approach in contrast with the common prediction based almost uniquely on prior experiences or on trial and error. The design method proposed here take into account very practical aspects such as the accumulation mechanism of imperfection, the interference between different types of tolerances and the incidence of segments with critical damages. In short, this study establishes how the tolerances may generate the damage observed in practice.

Based on all the studies carried out throughout the present work, a general and a simplified design method (described in Chapter 11) were proposed for the prediction of the maximum tolerance of the molds. Both of them have proven to be very flexible and simple to use allowing the calculus of the tolerance as a function of a certain incidence of damages during the construction of the tunnel. The recommended values for the angular deviation of the longitudinal joints of the molds are between  $0.53^\circ$  and  $1.04^\circ$  as a function of the width and the thickness of the lining as shown in tabla 11.3. The recommended values for the width tolerance of the molds are between 0.039 mm and 0.089 mm, varying according with the lining width and the packer elasticity as shown in tabla 11.4. Both ranges agree with the results obtained through practical experience.

## 13.2. Specific conclusions

Chapter 1 outlines some specific objectives for each one of the 4 subject studied in this thesis. In view of these objectives, several results and improvements were detailed in previous chapters. In order to give a general idea of the accomplishments obtained, a list of the main specific conclusions is listed below.

### Manufacturing of segmented lining with SCC

- The SCC eliminates the need for vibration of the molds assuring an easier casting process if compared with conventional concrete. It is an important advantage regarding the reduction of noise emission, of manufacturing time, of expenses with maintenance and purchase of vibrators and molds, among others.
- The casting of SCC with molds in horizontal position is feasible. The tolerances produced in the back of the segmented lining because of this casting method are too small to affect the structural behavior of the segments, the construction process and the water tightness of the joints.
- Such tolerances may be minimized through the reduction of the mold upper opening used to pour concrete. For the tests carried out in the Delta precast industry, a reduction of 30% in such opening decreases the initial tolerance of 3 mm to approximately 1.5 mm.

- The surface finish provided by the SCC is considerably better than the observed in segments with vibrated conventional concrete. Consequently, the SCC also eliminates the need for later corrections of the surface imperfections caused by the deficient casting of the segmented lining.
- The new philosophy used to define the SCC mixes with and without fibers showed good results in a big experimental campaign carried out under the conditions and limitations imposed by a real precast industry.
- The SCC with addition of 50 kg of steel fibers per cubic meter of concrete has tenacity 54% higher than the observed in the dosage without fibers. This tenacity increase is an advantage regarding the reduction of the incidence of cracks during the transport of the segments or the ring installation.
- The workability loss in the SCC with polypropylene fiber is not caused by the increase on specific surface induced by addition of fibers (which corresponds only to 0.19% of the total specific surface of the dosage). On the contrary, it is caused by the formation of a dense network of fibers that restrain the relative movement of the particles of the concrete mass. Therefore, in some extreme cases, the design of SCC mixes with fibers should not follow the sole precept of partial substitution of aggregate by an equal mass of fibers. In addition to that, it is important to take into account aspects related with the geometry and the distribution of the fibers.
- Besides the abovementioned advantages, the use of SCC should increase the overall quality and the productivity of the manufacturing process.

#### Backfill grout behavior

- The rheometer present important benefits regarding the characterization of the backfill grout. On one hand, it allows the direct assessment of the rheological properties of the grout and, on the other hand, it may identify differences between the fresh state behavior of the grouts that could not be detected by usual flow tests. This becomes evident when the backfill grout from the Túnel de Pajares, with 184 mm of flow extent, is compared with the backfill grout from the Línea 9 de Barcelona, with 190 mm flow extent. Despite the apparent similar flow ability, the latter tends to be less pumpable since it has a yield stress and a viscosity respectively 57% and 114% higher than the backfill grout from the Túnel de Pajares.
- Due to its simple composition, the rheological properties of the backfill grout may be estimated through a correlation with the fine content of the dosage. This correlation should be used to control and modify the rheological properties of the backfill grout during the construction of the tunnel.
- Based on these results, it is advisable to use backfill grouts with low fresh density (preferentially below  $1.7 \text{ g/cm}^3$ ), which is accomplished through the addition of airing additives to the dosage. On the other hand, the backfill grout should have rather low yield stress (below 300 Pa), which may be obtained through the reduction of the dosage fine content that pass the sieve number 200. This fine content should be smaller than  $350 \text{ kg/m}^3$  according with the correlation given in section 4.3.4.2.
- These recommendations and the dosage method proposed could be useful both to the design of backfill grouts more adapted to the injection system used in each tunnel and to the rapid correction of the dosage incompatibilities found in practice.
- The rheological properties and the fresh state density are the main input parameters to the equations that describe the pumping process. The use of this formulation for the injection system of a TBM allows the estimation of the pumpability of the backfill grout



considering the practical conditions. It shows that injection of the less pumpable backfill grout - from the Línea 9 de Barcelona - require 67.5% more energy than the injection of the more pumpable backfill grout - corresponding to the dosages 1 and 2 from the Túnel de Pajares.

- The variation of the yield stress of the backfill grout with time is almost identical for both reservation procedures studied (with and without posterior mixing). A 20% increase during the first 4 hours is observed for both of them. Therefore, it is important to reduce the time spam between mixing and injecting the backfill grout so to limit the negative effects such as pumpability loss due to the increase in the yield stress.
- In the reservation procedure with posterior mixing the viscosity decreases slightly with time whereas the opposite happens in the reservation procedure without posterior mixing. During the first 4 hours, the latter reaches a viscosity 262% higher than the viscosity measured in the former. Then, to avoid undesirable effects due to viscosity increase, it is important to carry out periodic mixes of the backfill grout.
- The test with pressure transducers at the back of the lining of the Línea 9 de Barcelona and the Línea 3 de Madrid show the evolution of the pressure applied by the backfill grout over time after the injection. There is an initial phase in which the grout pressure variations measured are a function of the injection pressure, with absolute values slightly smaller in general. In the following phase, the backfill grout pressure reaches a certain stability caused by the increase in the distance from the injection points and due to the hardening and consolidation of the grout.
- The pressure applied by the backfill grout reaches its maximum whenever the ring leaves the shield. With a higher intensity in the case of the ring 2255 from the Línea 9 de Barcelona and in the ring 2339 from the Línea 3 de Madrid in this moment the pressure reaches 5.87 bares and 20.48 bares, respectively. Those maximums, observed generally near the upper octants of the ring, cannot be justified by the injection pressure but may be caused by the load applied by the ground.
- Unlike what was observed by Bezuijen y Talmon <sup>(17; 20; 87)</sup>, the pressure gradient applied by the backfill grout around the lining does not approximate the hydrostatic gradient of the grout or the hydrostatic gradient of the water. The results obtained show that the backfill grout in fresh state does not behave as an ideal fluid since it is capable of withholding part of the injection pressure and the loads applied by the surrounding ground.

#### Packer behavior

- Two new tests were design to characterize the packer behavior under normal and coupled load. Both tests show good results repeatability being sufficiently sensible to the characteristics of the material studied. These tests should be used for future characterization and comparison between different types of packer.
- The packer behavior under normal load is similar to the behavior of an elastomer, which undergoes three phases. In the elastic phase, the material presents a practically lineal stress-strain curve. As the applied normal load increases, the material enters the collapse phase in which considerable deformation happens for small increments in the normal stress value. Finally, the packer reaches the densification phase in which a little increase in the strain requires a large increment in the normal stress value.
- The comparison of different load cycles shows that the packers are subject to the Mullins effect, quite common in elastomers. According to this phenomenon, the packer strain variation in the first load cycle is bigger than the packer strain variation in the second and the third cycles (that are almost identical). An extreme example is verified in the case

of the bituminous packer whose deformation in the loading stage of the first load cycle is 304% and 317% higher than the deformation in the loading stage of the second and third load cycles, respectively.

- The packers are also subject to a softening phenomenon identified in the stage of the load cycle with constant load. According to this phenomenon the packer keeps deforming despite no variation in the applied normal stress.
- A simple exponential constitutive model given by equation 6.4 is proposed to describe the packer behavior under a compressive normal load. This model may be incorporated into computational analysis.
- The proposed model is a function of the parameters  $A$  and  $n$ . Based in the results of the experimental campaign, the value of the former is between 0.0324 and 0.0905 while the value of the latter appears to be approximately constant and equal to 0.4 for the different types of packers tested. Hence, the mathematical representation of the packer behavior under compressive normal load depends of the parameter  $A$ , which should be determined experimentally.
- The packer behavior under coupled load undergoes three phases. In the initial phase, the tangential stress increments almost do not produce any relative displacement at the joint. As the applied tangential stress increases, the packer enters the intermediate phase in which there is plasticity at the joint and an increase in the displacement rates measured. Once the limit tangential stress is reached, the packer enters the final phase presenting a considerable relative displacement at the joint with no increment in the tangential stress.
- The plasticity observed during the intermediate phase confirms the hypothesis defined in the state of the art about the existence of a resistant mechanism that acts at the joint in addition to the simple friction. Such mechanism, caused by an interlocking affect between the packer surface and the concrete surface, produce some load concentrations that might lead to the plasticity observed.
- The model given in section 6.3.5 describes the packer behavior under coupled load. This model shows that two fracture mechanisms may happen at the joint. If the packer resistance is higher than the resistance of packer-concrete interface, the relative displacement occurs in the latter. On the other hand, if the packer resistance is lower than the resistance of interface, the relative displacement happens due to excessive deformation of the packer.
- These fracture mechanisms show why, from a certain point on, the increments in the reference normal load applied do not produce a corresponding increment in the maximum tangential load resisted by the joint. For small normal loads, the resistance of the interface is smaller than the resistance of the packer. Nevertheless, as the normal load applied increases, so does the resistance of the interface that may exceed the packer resistance. From this point on, the relative displacement stops occurring at the interface and starts occurring due to excessive deformation of the packer. The packer resistance does not increase considerably as a function of the increments in the normal load, what justifies the rather horizontal branch at the end of all curves given in figura 6.31.
- The joint without packer present a tangential strength much higher (more than two times higher for a compressive normal stress of 8 MPa) than the tangential strength measured for all packers. If no load concentrations happen, the joint without packer allows a better stress redistribution between adjacent rings, what might be positive for the global behavior of the lining.

*Relation between tolerances and structural damage*

- The width tolerance and the angular deviation in longitudinal joints might affect the structural behavior of the segmented lining. The former may cause the contact deficiencies in radial joints whereas the latter is responsible for the contact deficiencies in longitudinal joints. Both contact deficiencies are responsible for two of the most frequent structural damages during construction: the longitudinal cracks and the cracks at the corner of the segment, respectively.
- The accurate assessment the damage produced by a situation of imperfect or deficient contact is very hard to simulate, generally requiring the use of advanced FEM programs. Indeed, there were initially some uncertainties regarding the types of elements to be used and their capacity of reproducing the imperfect contact. In this sense, the use of contact elements is the obvious choice. However it has some drawbacks regarding the convergence of the analysis. Besides, these elements are not available in most FEM programs what would certainly limit the use of this approach.
- The comparison between models simulating imperfect contact with contact elements and with interface elements shows that both of them provide practically the same results if the tangential forces are not as significant as the normal forces transmitted. Despite being an approximation, under such condition it is possible to evaluate the imperfect contact applying only interface elements, which leads to better convergence rates. Even if the tangential behavior of the joint is relevant, it is also possible to apply the interface elements. In this case, however, two layers of elements must be used per joint: one simulates the normal behavior while the other simulates the tangential behavior.
- The results obtained in the simplified analytical approach proposed in this work to simulate the imperfect contact also corroborated the results of the FEM with interface elements. This is a strong indicative that the latter is suitable for the analysis of the imperfect contact. Such conclusion amplify the possibility of carrying out studies like the ones shown here since interface elements are present in practically all FEM programs. Consequently, this makes the general method for the design of the production tolerances even more flexible and easy to use.
- The concept of critical damage and critical reduction on the resistant capacity of the structure are introduced. The critical damage represents an unacceptable structural behavior of the segmented lining that may be used to estimate the maximum load resisted by the structure, that is, its resistant capacity (which may vary depending on the type and value of the contact deficiency simulated). Hence, the maximum reduction of the resistant capacity of the segments is used to calculate the maximum contact deficiency that may happen without causing unacceptable structural damage. Later on, this contact deficiency is used to estimate the tolerance of the segmented lining. In this context, the tolerance is defined as the maximum dimensional variation of the structure that does not compromise its resistant capacity.
- A critical damage stopping criteria was successfully used to assess the maximum load applied to the segments for each value of imperfection tested. The influence of the contact imperfections over the resistant capacity of the segments shows the same tendency regardless of the dimensions of the segments and the surrounding conditions. A critical contact imperfection is identified in all of them. It marks the point above which there is a significant reduction of the resistant capacity of the segment as consequence of a change on the failure mechanism observed.
- It is known that the contact imperfections also affect the maximum load obtained for the ultimate limit state. However, once sufficient cracking happens, these imperfections are considerably reduced what allows the structure to resist additional load. On the contrary, the cracking marks the damage limit for the serviceability limit state that happens much

earlier as a function of the magnitude of the imperfection tested. Because of that, the most unfavorable relative results are found in the present work for the latter, especially regarding the crack width that compromises the durability of the structure.

- The packing stiffness, the width and the thickness of the segment have a clear influence on the value of this critical contact imperfection. For instance, a decrease on the packing stiffness produces an increase of the critical imperfection absorbed by the segment in the radial joints. At the same joint, the increase of the segment width leads to the increase of the critical salience whereas no significant influence was observed regarding its thickness. On the other hand, the thickness showed a big relation with the critical imperfection estimated for the longitudinal joint. In this sense, an increase in the former causes a consequent increase in the latter.
- The limit angular contact deficiency in longitudinal joints are between  $0.18^\circ$  and  $0.22^\circ$  while the limit contact deficiencies in the radial joints are between 1.34 mm and 2.50 mm. It is important to point out that the FEM models were defined in accordance with the average characteristics found in several tunnels in order to enable a certain generalization of the results obtained. Nevertheless, it is impossible to cover all the variables or the nuances of these characteristics so that other analyses have to be carried out for specific cases.
- The definition of the width of the universal ring in a reduced numbers of points represents a design approximation that generates contact deficiencies between adjacent segments.
- An analytical model was proposed in section 8.3.2 in order to estimate the contact deficiencies generated by the abovementioned design approximations. This model show that in the Línea 9 de Barcelona the spaces between segments of adjacent rings vary from 0.35 mm up to 2.16 mm. These spaces may contribute to the cracking of the segmented lining during the construction of the tunnel
- To eliminate these contact deficiencies one must design the universal ring geometry according with equation 8.7 rather than through the definition of the ring width in a reduced number of points.
- On the contrary, the elimination of manufacturing and the placement tolerances is not feasible in the majority of cases. The probabilistic combination of these tolerances is carried out through equation 10.4 that allows the calculus of the resultant tolerance of a single assembled ring. Although this equation is valid for any type of tolerance, it may be simplified depending on special condition such as the absence of packer at the joint or due to the characteristics of the assembly process. Based on that, equations 10.9 y 10.12 are proposed to estimate the width tolerance and angular deviation of the longitudinal joint of the molds, respectively.
- The formation of the contact deficiencies must be considered from a probabilistic point of view through the formulation presented in section 10.3. This formulation describes the mechanism according to which the tolerances of several assembled rings may interact and accumulate during the construction process. It allows the estimation of the probability of finding imperfections in practice higher than a reference value. The Monte Carlo analysis corroborates the results obtained with the mathematical model.
- This analysis yields the propagation coefficients  $\gamma$  shown in tabla 10.2. The multiplication of this coefficient and the tolerance of a single assembled ring gives the contact deficiency produced by the accumulations mechanism with a 97.5% probability.
- Furthermore, the formulation proposed allows the estimation and comparison of elements that so far could not be directly linked. One example of that is the comparison

between different kinds of packing materials with distinct typical tolerances. It was found that, although the substitution of a rubber packer by plywood produces an increment of only 13.7% on the tolerance of a single assembled ring, it could increase the frequency of critically damaged segments by 72%.

- According to another example, the spaces between rings measured in the Metro Line 9 of Barcelona shows the same tendency and similar absolute values when compared with the values predicted with the methodology proposed here. This indicates that this methodology is suitable for the prediction of such imperfections.
- In case FEM program are available, the estimation of the maximum admissible tolerance of the molds may be carried out through the general design method proposed in Chapter 11. Alternatively, the simplified design method should be used for a faster estimation of the tolerances without using FEM programs. If the information available is not enough to use both design methods, the tolerance values recommended in tabla 11.3 and tabla 11.4 for the molds may be used.

### 13.3. Future perspectives

In spite of the advances described in the previous section, there still exists a lot of space for further studies in the subjects treated in this thesis and in many other subjects about the construction of tunnels with TBM. Based on that, this section presents some suggestions for future researches and experimental campaigns.

#### Manufacturing of segmented lining with SCC

Regarding the manufacturing of segmented lining with SCC some recommendations and small modifications were proposed in the equipment used in the manufacturing process. Once such modifications are carried out, future experimental campaigns should be planned so to assess the real benefits of the use of SCC with an eye to process improvements. If a large-scale manufacturing is feasible, the productivity and the quality improvements should be evaluated through the estimation of the number of segments produced per unit of time and the percentage of rejected segments, respectively. This study would provide valuable information to the comparison of the manufacturing cost with conventional concrete and with SCC.

Besides, it is important to evaluate the reduction in the noise emission due to the use of SCC. This evaluation may be carried out through the comparison of the acoustic pressure measured with Decibel meter before and after the substitution of the conventional concrete. On the other hand, photographic techniques with contrast material may be used to evaluate the improvement in the segmented lining surface finish.

#### Backfill grout behavior

It is important to carry out additional studies regarding the correlation between the dosage fine content and the yield stress of different backfill grout mixes. The elevated degree of correlation obtained despite the differences in the backfill grout mixes tested here indicates that this relation may be extended to other backfill grouts. To evaluate it and to predict better the behavior expected in practice, it is important to carry out more tests with equipments like the rheometer that present a high capacity to characterize the rheological properties of the material.

It is also necessary to carry out tests to evaluate the accuracy and to propose modifications to the formulation that describes the pumping and the injection of the backfill grout. The best alternative is to perform tests directly inside a TBM, what might improve the quality of the information obtained. Moreover, with a relatively small initial effort and without decreasing productivity, it would allow the measurement of a huge amount of data registered directly in the acquisition system of the TBM.

### Packer behavior

Numerical simulation should be performed to evaluate the structural behavior of the tunnel taking into account the properties measured for different packers and without packer. This study could provide the answers about the structural repercussion of the elimination of the packer of radial and longitudinal joints.

The mathematical models proposed to describe the behavior of both joints under normal load and under coupled loads should be subject of a more detailed study. For that, it is necessary to obtain more data through the expansion of the experimental campaign described in this thesis. In the new experimental campaign, it would be interesting to characterize packers that could not be tested in this work, such as the plywood.

### Relation between tolerances and structural damage

The theoretical basis to evaluate the relation between the tolerances, the contact deficiencies and the structural damages during construction was completely set by the present study, which presents a method for the design of the tolerances of the molds. Future works should focus in the empirical estimation of the tolerances, the contact deficiencies and the structural damages.

Nowadays there are many types of equipment (like the laser interferometers) capable of measuring several point of a surface with high accuracy. Studies should be carried out with these equipments to determine whether the real manufacturing tolerances of the segmented lining follow the limits established during project. In addition to that, more in situ measurements of the space formed between segments after the construction process should be performed. The results of both experimental campaigns could be introduced into the formulation described in Chapter 10 in order to estimate the real placement tolerance in case it is significant. The values estimated may serve as an input parameter for the design methods proposed in Chapter 11 for the calculus of the tolerances of the molds.

Although the parametric study about the resistant capacity of the segmented lining with contact deficiencies was very broad, it must be expanded taking into account other geometry and material variations. This would provide more accurate input parameters for the simplified design method which probably would give even less strict tolerances.



## BIBLIOGRAFÍA

1. -. Encyclopedia Britannica 2004 Ultimate Reference Suite DVD. s.l. : Encyclopedia Britannica Inc., 2009. ISBN: 1-59339-085-8.
2. **Ortiz, J. M. R.** El Master de Túneles y obras subterráneas. *Revista de Obras Públicas*. 2009. Vol. 156, 3498, pp. 9-16.
3. **Merzagora, E. A.** The World's longest Tunnel Page. [Online] 01 04, 2008. [Cited: 05 01, 2009.] <http://home.online.no/~gunlots/data/spania/list.html>.
4. **Guijarro, J. T. and Manso, R. T.** La ejecución de túneles con tuneladora en la Ampliación del Metro de Madrid . *Revista de Obras Públicas*. 2009. Vol. 156, 3498, pp. 17-32.
5. **Blom, C. B. M., van der Horst, E. J. and S., Jovanovic P.** Three-dimensional structural analyses of the shield-driven 'Green Heart' tunnel of the High-Speed Line South. [ed.] Elsevier. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 1999. Vol. 14, 2, pp. 217-224.
6. **Blom, C. B. M.** Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils. Delft, The Netherlands : Delft University Press, 2002.
7. **Sugimoto, M.** Causes of shield segment damages during construction. *International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling*. Bangkok, Thailand : s.n., 2006.
8. **Chen, J-S and Mo, H-H.** Study on effect of segments erection tolerance and wedge-shaped segment on segment ring in shield tunnel. *Journal of Zhejiang University*. 2006. Vol. 7, 11.
9. **Gruebl, F.** Modern design aspects of segmental lining. *CPT-ITA Congress*. 2006.
10. —. Segmental rings (critical loads and damage prevention). *International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling*. Bangkok, Thailand : s.n., 2006.
11. **de Waal, R. G. A.** Steel fibre reinforced tunnel segments. *PhD Thesis. Delft University of Technology*. Delft, The Netherlands : s.n., 1999.
12. **Autores, Varios.** Ingeo de túneles. [ed.] Entorno Grafico. *Serie: Ingeniería de Túneles, Libro 1*. Madrid, España : s.n., 1999. ISBN 84-921708-5-9.
13. **Lee, K. M. and Ge, X. W.** The equivalence of a jointed shield-driven tunnel lining to a continuous ring structure. *Canadian Geotechnical Journal* . 2001. Vol. 38, 3, p. 461.
14. **Hefny, A. M. and Chua, H. C.** An investigation into the behaviour of jointed tunnel lining. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2006. Vol. 21, 3-4, p. 428.
15. **Ding, W. Q., et al.** Analysis of shield tunnel. [ed.] John Wiley and Sons Ltd. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2004. Vol. 28, 1, p. 59.
16. **Bezuijen, A. and Talmon, A.** Grout properties and their influence on backfill grouting. *Proceedings of the 5th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Amsterdam : s.n., 2005. p. 187.
17. **Bezuijen, A. and Talmon, A. M.** Grout, the foundation of a bored tunnel. [ed.] Thomas Telford Services Ltd. *BGA International Conference on Foundations, Innovations, Observations, Design and Practice*. Dundee, United Kingdom : s.n., 2003. p. 129.



18. **Talmon, A. M., Aanen, L. and van der Zon, W. H.** Stromingsgedrag groutinjection Delft Cluster. [ed.] Delft Cluster. *External research report*. 2002.
19. **Talmon, A. M. and Bezuijen, A.** Grouting the tail void of bored tunnels: the role of hardening and consolidation of grouts. *5th International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Amsterdam, The Netherlands : s.n., June 15-17, 2005. ISSMGE-TC28.
20. **Bezuijen, A. and Talmon, A.M.** Grout pressure measurements during tunnelling. *ITA Conference*. Amsterdam : s.n., 2003.
21. **Bezuijen, A., et al.** Field measurements of grout pressures during tunnelling of the Sophia Rail Tunnel. *Soils and Foundations*. 2004. Vol. 44, 1, p. 39.
22. **den Hertog, R. W.** Boring Esfahan's North-South Line. Delft, The Netherlands : Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Section of Hydraulic Engineering, TU Delft, 2006. p. 125.
23. **Girmscheid, G. and Schexnayder, C.** Tunnel boring machines. *Practice Periodical on Structural Design and Construction - ASCE*. 2003. Vol. 8, 3, p. 150.
24. **Piu, C. M.** Analysis and modelling of grouting and it's application in civil engineering. *Dissertation presented at University of Southern Queensland Faculty of Engineering and Surveying*. Toowoomba, Australia : s.n., 2005.
25. **EFNARC.** Specification and guidelines for the use of specialist products for soft ground tunnelling. *European Federation of Producers and Contractors of Specialist Products for Structures*. 2005.
26. **ARMY.** Backfill for subsurface structures. [Technical Manual TM 5-818-4]. Washington, DC, United States of America : s.n., 1983. AFM N° 88-5, Chapter 5.
27. **Authority, Land Transport.** Materials and workmanship specification for civil and structural works. [ed.] Project & Engineering Division Materials & Workmanship Specification For Civil & Structural Works. 2005.
28. **AFTES.** New recommendations on coosing mchanized tunnelling techniques. s.l. : Association Française des Travaux en Souterrain, 2000. Version 1.
29. **Debrauwer, R.** Groutbelasting op een tunnelling. *Eindrapport*. Delft : TU Delft, 2002.
30. **Széchy, K.** The art of tunnelling. Budapest : Akadémiai Kiadó, 1970.
31. **CECW-EG.** Engineering and design - grouting technology. Washington, DC, United States of America : United States Army Corps of Engineers, 1984. EM 1110-2-3506.
32. **EFNARC.** The European Guidelines for Self-compacting Concrete. May 2005. p. 63. SCC 028.
33. **ARMY.** Grouting methods and equipment. *Technical Manual TM 5-818-6*. Washington, DC, United States of America : Departments of the Army and the Air Force, 1970. AFM N° 88-32.
34. **Herrenknecht, M. E. H. and Bäßler, K. M. S.** Segmental concrete lining And installation. *Soft Ground and Hard Rock Mechanical Tunnelling Technology Seminar*. Colorado, United States of America : Excavation Engineering and Earth Mechanics Institute, Colorado School of Mines, 2003.
35. **DUAB.** Recommendations for Design and Operation of Shield Machines. s.l. : Deutscher Ausschuss für Unterirdisches Bauen, 2000.
36. **Fukuchi, G.** The present and the future of mechanized tunnel works in soft ground. *Tunneling and Underground Space Technology*. 1991. Vol. 6, 2, p. 175.

37. **Bezuijen, A., Zon, W. H. Van der and Talmon, A. M.** Laboratory testing of grout properties and their influence on back fill grouting. *Proceedings ITA World Tunneling Congress*. Istanbul, Turquía : s.n., 2005.
38. **Bezuijen, A. and Talmon, A. M.** Grout properties and their influence on back fill grouting. [ed.] Taylor & Francis Group. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. London, United Kingdom : s.n., 2006. ISBN 0 415 39124 5.
39. **O'Carroll, J. B.** Guide to Planning, Constructing and Supervising Earth Pressure Balance TBM Tunneling. s.l. : Parsons Brinckerhoff, 2002.
40. **Swartz, S., et al.** Structural design and testing of a bolted and gasketed pre-cast concrete segmental lining for high external hydrostatic pressure. [ed.] Ozdemir. *North American Tunneling*. Lisse : Swets & Zeitlinger, 2002. p. 151. ISBN 90 5809 376 X.
41. **Koek, A. J.** Axiale voorspanning in de lining van een geboorde tunnel. Delft, The Netherlands : TU Delft, 2004. p. 109.
42. **STUVA.** Eignungsprüfungen 4. *Elbröhre Elbtunnel*. Reibungsversuche : s.n., 1996.
43. **Koyama, Y.** Present status and technology of shield tunneling method in Japan. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2003. Vol. 18, 2, p. 145.
44. **Lee, K. M., et al.** An analytical solution for a jointed shield-driven tunnel lining. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2001. Vol. 25, 4, p. 365.
45. **Mashimo, H. and Ishimura, T.** Numerical modelling of the behavior of shield tunnel lining during assembly of a tunnel ring. *The 2nd IWA Conference on Instrumentation, Control and Automation (ICA 2005). 5th International Symposium Geotechnical Aspects Of Underground Construction In Soft Ground*. 2005.
46. **Tajima, H., et al.** Study on construction loads during shield tunneling using a three-dimensional FEM model. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2006. Vol. 21, 3-4, p. 250.
47. Gomez International. [Online] 11 30, 2005. [Cited: 10 08, 2008.] <http://www.gomezinternational.com/moldspec.html>.
48. **DAUB.** Betonauskleidungen für Tunnel in geschlossener Bauweise. *Tunnel*. 2001. 3.
49. **Brux, G.** Einschaliger tunnelausbau mit stahlbetontübbingen. *TIEFBAU*. 1998. Vol. 110, 10.
50. **Toan, N. D.** TBM and Lining - Essential Interfaces. *Master dissertation submitted to the Politecnico de Milano*. Milano, Italia : s.n., 2006.
51. **Clarke-Hackston, N., et al.** Modern high precision high speed measurement of segments and moulds. *Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*. 2006. Vol. 21, 3-4.
52. **Cadoni, E., et al.** FRC in Switzerland: research, applications and perspectives. *International Workshop on Advanced Fiber Reinforced Concrete*. Bergamo, Italia : s.n., 2004.
53. **Liao, W., Chao, S. and Naaman, A. E.** Self-consolidating high performance fiber reinforced concrete (schpfr) – preliminary investigation. [ed.] The University of Michigan College of Engineering Department of Civil and Environmental Engineering. *MI 48109-2125*. Ann Arbor, Michigan, USA : s.n., 2006.
54. **Grauers, M.** Rational production and improved working environment through using self compacting concrete. *Brite EuRam BE96-3801*. 2000.

55. **Lourenço, L. A. P., et al.** Análise estrutural de aduela prefabricada em betão reforçado com fibras para o revestimento de túneis. *JPEE - Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*. Lisboa, Portugal : s.n., 2006.
56. **Sorelli, L. and Toutlemonde, F.** On the design of steel fiber reinforced concrete tunnel lining segments. *11th International Conference on Fracture*. Turin, Italia : s.n., 2005.
57. **Grünewald, S.** Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete. [ed.] Delft University. Delft, The Netherlands : s.n., 2004.
58. **Suter, R. and Bergmeister, K.** Tübinge aus Stahlfaserbeton. *Beton-und Stahlbetonbau*. 2004. Vol. 99, 100.
59. **Schnütgen, B.** Design of precast steel fibre reinforced dunnel segments. in *Proc.; RILEMTC 162-TDF Workshop*. Bochum, Germany : s.n., 2003.
60. **Gomes, P. C. C.** Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete. *Tesis doctoral*. [Departament d'Enginyeria de la Construcció (UPC)]. Barcelona, España : s.n., 2002. UPC. Directores: Agullo, L., Gettu, R..
61. **ASTM.** ASTM C1611/C 1611M-05. *Standard test method for slump flow of self-compacting concrete*. 2005.
62. —. ASTM C1621/C 1621M. *Test method for pssing ability of self-consolidating concrete by J-ring*. 2006.
63. **UNE.** UNE 12390-3. *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas*. 2003.
64. —. UNE 83.509/04. *Determinación del índice de la resistencia a flexotracción*. 2004.
65. —. UNE 83.306/85. *Ensayos de hormigón. Rotura por tracción indirecta. (Ensayo Brasileño)*. 1985.
66. **Saludes, S. R.** Ensayo de Doble Punzionamiento Aplicado a Hormigones con Fibras. Ensayo Barcelona. *Tesina, Universitat Politècnica de Catalunya*. Barcelona, España : s.n., Marzo 2006. p. 338.
67. **Rodríguez, S. V.** Aplicaciones del catalizador de craqueo catalítico usado en la preparación de conglomerantes hidráulicos. Estudio de sus propiedades puzolónicas. *Tesis Doctoral presentada al Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia*. Valencia, España : s.n., 2002.
68. **Blom, C. B. M., et al.** Influences of physical grout flow around bored tunnels. [ed.] Bakker e ta. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. London, England : Taylor & Francis Group, 2006. p. 253.
69. **Bezuijen, A. and Talmon, A. M.** Grout pressures around a tunnel lining. influence of grout consolidation and loading on lining. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2004. Vol. 19, 4-5, p. 443.
70. **Wallevik, J. E.** Rheology of particle suspensions. *Doctoral Thesis*. Trondheim, Norway : The Norwegian University of Science and Technology (NTNU), 2003.
71. **Schowalter, W. R. and Christensen, G.** Toward a rationalization of the slump test for fresh concrete: comparisons of calculations and experiments. *Journal of Rheology*. 1998. Vol. 42, 4, p. 865.
72. **Shi, Y-X., Matsui, I. and Guo, Y-J.** A study on the effect of fine mineral powders with distinct vitreous contents on the fluidity and rheological properties of concrete. *Cement and Concrete Research*. 2004. Vol. 34, 8, p. 1381.

73. **Ferraris, C. F. and De Larrard, F.** Modified Slump Test to Measure Rheological Parameters of Fresh Concrete. *Cement, Concrete and Aggregates*. 1998. Vol. 20, 2, p. 241.
74. **Minagawa, N. and White, J. L.** The influence of titanium dioxide on the rheological and extrusion properties of polymer melts. *Journal of Applied Polymer Science*. 1976. Vol. 20, 2, p. 501.
75. **Tanaka, H. and White, J. L.** Experimental investigations of shear and elongational flow properties of polystyrene melts reinforced with calcium carbonate; titanium dioxide; and carbon black. *Polymer Engineering & Science*. 1980. Vol. 20, 14, p. 949.
76. **Vinogradov, G. V., et al.** Viscoelastic properties of filled polymers. *International Journal of Polymeric Materials*. 1972. Vol. 2, 1, p. 1.
77. **Ketz, R. J., Prud'homme, R. K. and Graessley, W. W.** Rheology of concentrated microgel solutions. *Rheologica Acta*. 1988. Vol. 27, 5, p. 531.
78. **Zosel, A.** Rheological properties of disperse systems at low shear stresses. *Rheologica Acta*. 1982. Vol. 21, 1, p. 72.
79. **Husband, D. M., Aksel, N. and Gleissle, W.** The existence of static yield stresses in suspensions containing noncolloidal particles. *Journal of Rheology*. 1993. Vol. 37, 2, p. 215.
80. **Logos, C. and Nguyen, Q. D.** Effect of particle size on the flow properties of a South Australian coal-water slurry. *Powder Technology*. 1996. Vol. 88, 1, p. 55.
81. **Ota, M. and Miyamoto, T.** Optimum particle size distribution of an electrorheological fluid. *Journal of Applied Physics*. 1994. Vol. 76, 9, p. 5528.
82. **Kaplan, D., De Larrard, F. and Sedran, T.** Avoidance of blockages in concrete pumping process. *ACI Materials Journal*. 2005. Vol. 102, 3, p. 183.
83. —. Design of concrete pumping circuit. *ACI Materials Journal*. 2005. Vol. 102, 2, p. 110.
84. **Geankoplis, C. J.** Principles of momentum transfer and applications. 3 *Transport process and unit operations*. 1995. p. 114.
85. **Belem, T. and Benzaazoua, M.** An overview of the use of paste backfill technology as a ground support method in cut-and-fill mines. In: *5th International Symposium on ground support in mining and underground construction*. Perth, Western Australia, Australia : s.n., September 28-30, 2004. p. 637.
86. **Petit, J-Y., et al.** Yield stress and viscosity equations for mortars and self-consolidating concrete. *Cement and Concrete Research*. 2007. Vol. 37, 5, p. 655.
87. **Talmon, A. M. and Bezuijen, A.** Simulating the consolidation of TBM grout at Noordplaspolder. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2009. Vol. En revisión, En revisión, p. 7.
88. **Bergstrom, J.S., et al.** Constitutive modeling of ultra-high molecular weight polyethylene under large-deformation and cyclic loading conditions. 11 *Biomaterials*. 2002. Vol. 23, p. 2329.
89. **Marckmann, G., et al.** A theory of network alteration for the Mullins effect. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 2002. Vol. 50, 9, p. 2011.
90. **Muhr, A. M. and Gough, J.** Experimental determination of model for liquid silicone rubber: Hyperelasticity and Mullins' effect. *Constitutive Models for Rubber: Proceedings of the First European Conference on Constitutive Models for Rubber*. Vienna, Austria : s.n., September 9-10, 1999.
91. **Chazeau, L., et al.** Modulus recovery kinetics and other insights into the Payne effect for filled elastomers. *Polymer Composites*. 2002. Vol. 21, 2, p. 202.

92. **Clement, F., L., Bokobza and Monnerie, L.** On the mullins effect in silica-filled polydimethylsiloxane networks. *Rubber chemistry and technology*. 2001. Vol. 74, 5, p. 847.
93. **Zúñiga, A. E. and F., Beatty M.** A new phenomenological model for stress-softening in elastomers. *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Physik (ZAMP)*. 2002. Vol. 53, 5, p. 794.
94. **Bergstrom, J. S. and C., Boyce M.** Constitutive modeling of the large strain time-dependent behavior of elastomers. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 1998. Vol. 46, 5, p. 931.
95. —. Large strain time-dependent behavior of filled elastomers. *Mechanics of Materials*. 2000. Vol. 32, 11, p. 627.
96. **Ward, I. M. and J., Sweeney.** An introduction to the mechanical properties of solid polymers. 2 [ed.] John Wiley and Sons. March 2004. p. 394. 978-0-471-49626-7.
97. **Wang, B., et al.** Compressive response and energy absorption of foam EPDM. 6 *Journal of Applied Polymer Science*. 2007. Vol. 105, p. 3462.
98. **Yaolin, Z., Rodrigue, D. and Ait-Kadi, A.** High-density polyethylene foams. I. Polymer and foam characterization. 8 *Journal of Applied Polymer Science*. 2003. Vol. 90, p. 2111.
99. **Zhang, Y., Rodrigue, D. and Ait-Kadi, A.** High Density Polyethylene Foams. II. Elastic Modulus. *Journal of Applied Polymer Science*. 2003. Vol. 90, 8, p. 2120.
100. **Yaolin, Z., Rodrigue, D. and Ait-Kadi, A.** High density polyethylene foams. III. Tensile properties. *Journal of Applied Polymer Science*. 2003. Vol. 90, 8, p. 2130.
101. **Zhang, Y., Rodrigue, D. and Ait-Kadi, A.** High density Polyethylene Foams. IV. Flexural and Tensile Moduli of Structural Foams. *Journal of Applied Polymer Science*. 2003. Vol. 90, 8, p. 2139.
102. **Song, B. and Chen, W.** One-dimensional dynamic compressive behavior of EPDM rubber. *Transactions of the ASME Journal of Engineering Materials and Technology*. 2003. Vol. 125, 3, p. 294.
103. **Boyce, M. C., et al.** Deformation of thermoplastic vulcanizates. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 2001. Vol. 49, 5, p. 1073.
104. **Laboratory, U.S. Forest Products.** *Wood Handbook: Wood as an Engineering Material*. 1987.
105. **Kasper, T. and Meschke, G.** A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. s.l. : John Wiley and Sons Ltd, 2004. Vol. 28, 14, p. 1441.
106. **Komiya, K., et al.** Finite element modelling of excavation and advancement processes of a shield tunnelling machine. *Soils and foundations*. s.l. : Japanese Geotechnical Society, 1999. Vol. 39, 3, p. 37.
107. **Koelewijn, A. R.** Numerical analysis of soft soil tunnelling. *Civil Engineering and Geosciences*. 2001. p. 64. ISBN 90-9014355-6.
108. **Brux, G.** Einschaliger tunnelausbau mit stahlbetontübbing. *TIEFBAU*. 1998. Vol. 110, 10.
109. **Laboratory, U.S. Forest Products.** *Wood Handbook: Wood as an Engineering Material*. 1987.

## ANEXO A – PRUEBA MATEMÁTICA EMPLEANDO ANILLO UNIVERSAL PERFECTO

A fin de determinar si las ecuaciones de contacto desarrolladas están de acuerdo con la situación ideal se hace una comprobación matemática. La prueba consiste en emplear la citada formulación para realizar el contacto de dos anillos universales perfectos.

Se sabe que independientemente del giro relativo, el apoyo entre dos anillos universales siempre es perfecto. Es decir, una vez apoyados los anillos, los espacios resultantes entre los puntos equivalentes de las dos superficies de contacto tienen de ser, en todo caso, igual a cero.

En los términos de las ecuaciones de contacto, eso significa que independientemente de los puntos elegidos para el contacto inicial, hay un ángulo  $\omega_2$  que hace con que  $\Delta S$  sea igual a cero para cualquier  $\theta$ .

A continuación se presenta la ecuación de contacto desarrollada en los apartados anteriores. Para disminuir el trabajo matemático y teniendo en cuenta que  $\omega_1$  es muy pequeño y  $\omega_{1,s1}$  está muy cerca de  $\pi$  radianos, se asume una simplificación que conduce a la ecuación A.2.

$$\Delta S = S'_{z,2} - S'_{z,1} - 2 \cdot R \cdot \left[ (1 - \cos \theta) \cdot \tan \frac{\omega_1}{2} + \sin \theta \cdot \tan \frac{\omega_2 \cdot \cos \omega_{1,s1}}{2} \right] \quad [A.1]$$

$$\Delta S = S'_{z,2} - S'_{z,1} - 2 \cdot R \cdot \left[ (1 - \cos \theta) \cdot \frac{\omega_1}{2} + \sin \theta \cdot \tan \frac{\omega_2}{2} \right] \quad [A.2]$$

A fin de facilitar la visualización del desarrollo matemático de la comprobación, se divide la ecuación en las tres partes mostradas abajo, las cuales son tratadas en separado a continuación.

$$\Delta S_1 = S'_{z,2} - S'_{z,1} \quad [A.3]$$

$$\Delta S_2 = -R \cdot (1 - \cos \theta) \cdot \omega_1 \quad [A.4]$$

$$\Delta S_3 = -2 \cdot R \cdot \sin \theta \cdot \tan \frac{\omega_2}{2} \quad [A.5]$$

### Primera parte: $\Delta S_1$

Tanto la superficie 1 como la superficie 2 corresponden a un anillo universal perfecto. La superficie 2, antes del desplazamiento, es simétrica a la superficie 1 en relación al eje X. Por ello, las componentes de las superficies 1 y 2 en el eje Z son dadas por las ecuaciones A.6 y A.7 respectivamente.

$$S_{z,1} = -R \cdot \cos \theta \cdot \tan \alpha - \frac{L_{med}}{2} \quad [A.6]$$

$$S_{z,2} = R \cdot \cos \theta \cdot \tan \alpha - \frac{L_{med}}{2} \quad [A.7]$$

Se elige un punto cualquier en cada superficie para realizar el traslado y el contacto inicial. El ángulo equivalente del punto definido para la superficie 1 es  $K_1$  mientras que en la superficie 2 es  $K_2$ . En función de esos ángulos se calcula la posición del punto de contacto de la superficie 1 ( $P_{z,1}$ ) y de la superficie 2 ( $P_{z,2}$ ) dados por las ecuaciones abajo.

$$P_{z,1} = S_{z,1}(K_1, R) = -R \cdot \cos K_1 \cdot \tan \alpha - \frac{L_{med}}{2} \quad [A.8]$$

$$P_{z,2} = S_{z,2}(K_2, R) = R \cdot \cos K_2 \cdot \tan \alpha - \frac{L_{med}}{2} \quad [A.9]$$

El traslado y el contacto inicial de los puntos definidos se hacen para los dos casos como muestran las ecuaciones A.10 y A.11. Cabe señalar que tras el contacto inicial se tiene una nueva ecuación para la superficie 1 ( $S'_{z,1}$ ) y para la superficie 2 ( $S'_{z,2}$ ).

$$S'_{z,1}(\theta, R) = S_{z,1}(\theta + K_1, R) - P_{z,1} = S_{z,1}(K_1, R) = R \cdot \tan \alpha \cdot [-\cos(\theta + K_1) + \cos K_1] \quad [A.10]$$

$$S'_{z,2}(\theta, R) = S_{z,2}(\theta + K_2, R) - P_{z,2} = S_{z,2}(K_2, R) = R \cdot \tan \alpha \cdot [\cos(\theta + K_2) - \cos K_2] \quad [A.11]$$

En la primera parte de la ecuación de contacto ( $\Delta S_1$ ) se introducen las nuevas ecuaciones de la superficie dadas en las ecuaciones A.6 y A.7 resultando en:

$$\Delta S_1 = S'_{z,2} - S'_{z,1} = R \cdot \tan \alpha \cdot [\cos(\theta + K_2) - \cos(\theta + K_1) - \cos K_2 + \cos K_1] \quad [A.12]$$

Empleado la ley del coseno para la suma de ángulos, la ecuación anterior puede ser reorganizada como se muestra abajo:

$$\Delta S_1 = R \cdot \tan \alpha \cdot [(1 - \cos \theta)(\cos K_1 - \cos K_2) + \sin \theta \cdot (\cos K_1 - \cos K_2)] \quad [A.13]$$

### Segunda parte: $\Delta S_2$

Antes de desarrollar las dos partes siguientes hay que definir la ecuación del giro  $\omega_1$  para el anillo universal perfecto. Ésta se calculada a través de la ecuación A.14, considerando la misma simplificación empleada anteriormente.

$$\omega_1 = \text{atan}[\tan \beta \cdot (\cos K_1 - \cos K_2)] = \tan \beta \cdot (\cos K_1 - \cos K_2) \quad [A.14]$$

La sustitución de la ecuación A.14 en la segunda parte de la ecuación de contacto, resulta en la ecuación A.15.

$$\Delta S_2 = -R \cdot (1 - \cos \theta) \cdot \omega_1 = -R \cdot \tan \beta \cdot (1 - \cos \theta) \cdot (\cos K_1 - \cos K_2) \quad [A.15]$$

### Tercera parte: $\Delta S_3$

Para desarrollar la tercera parte se dice, sin mayor justificación, que  $\omega_2$  es dado por la ecuación A.16.

$$\omega_2 = \text{atan} \left[ \frac{(\sin K_1 - \sin K_2) \cdot \tan \beta}{2} \right] \quad [A.16]$$

Sustituyendo la ecuación A.16 en la tercera parte de la ecuación de contacto y haciendo una pequeña reorganización de los términos se tiene la ecuación A.17.

$$\Delta S_3 = -2 \cdot R \cdot \sin \theta \cdot \tan \frac{\omega_2}{2} = -R \cdot \tan \beta \cdot \sin \theta \cdot (\sin K_1 - \sin K_2) \quad [A.17]$$

### Suma de las tres partes

Parece claro que la suma de las tres partes de la ecuación  $\Delta S$  resulta en la ecuación A.18 la cual es igual a cero.

$$\Delta S = \Delta S_1 + \Delta S_2 + \Delta S_3 = 0 \quad [A.18]$$

De este resultado se pueden sacar las siguientes conclusiones para la situación de apoyo de dos anillos universales:

- La ecuación A.16 definida para  $\omega_2$  es la solución de la formulación, siempre resultando en  $\Delta S = 0$ ;
- Una vez que la ecuación de  $\omega_2$  no es función de  $\theta$ , el valor de  $\Delta S$  es cero para todos los puntos de la superficie de contacto, o sea, el contacto es perfecto en todos los puntos;
- Una vez que la ecuación de  $\omega_2$  existe para cualquier valores de  $K_1$  y  $K_2$ , independientemente del giro relativo entre anillos,  $\Delta S$  es igual a cero, o sea, el contacto es perfecto.

Ante al intento de apoyar dos anillos universales perfectos, la formulación de contacto desarrollada indica que el contacto es perfecto independientemente del giro relativo entre los anillos o de los puntos elegidos para el contacto inicial. Esto se encuentra perfectamente de acuerdo con la situación ideal.



## ANEXO B – ECUACIONES QUE DESCRIBEN EL MECANISMO DE ACUMULACIÓN DE TOLERANCIAS

Los coeficientes de propagación  $\gamma$  usados en método general de diseño fueron determinados en base a las curvas de probabilidad referentes a anillos con 6, 7 y 8 dovelas. Para ello, se utiliza una probabilidad de referencia igual a 2,5%. Por lo tanto, con un 97,5% de seguridad las imperfecciones calculadas con dichos coeficientes no serán superadas en la práctica. En algunos casos, sin embargo, puede ser conveniente usar otra probabilidad de referencia que obviamente resultará en coeficientes de propagación distintos. Aparte, también puede ser necesario estimar la probabilidad de que una cierta imperfección sea excedida.

Ambas tareas requieren el uso directo de las curvas de probabilidad, las cuales fueron obtenidas con un análisis de Monte Carlo en el apartado 10.3.2. No obstante, el uso de la representación gráfica puede dar lugar a imprecisiones significativas para probabilidades superiores a 90% cuando se verifica el comportamiento asintótico. En vez de esto, se realizó una interpolación de los resultados a fin de asegurar el nivel de precisión necesario. La función que arroja una aproximación de la probabilidad de encontrar una imperfección mayor que el valor de referencia  $s_{max}$  se presenta a continuación.

$$\Phi S_a(s > s_{max}) = \frac{1}{(A+B \cdot e^{C \cdot s_{max}})^D} \quad [B.1]$$

Cabe señalar que esta función da la probabilidad ya en porcentaje y la imperfección de referencia  $s_{max}$  debe ser introducida de forma paramétrica, o sea, en número de veces la tolerancia de un anillo aislado ( $n \cdot T$ ). Esto quiere decir que un valor igual a 1,5 asumido para  $s_{max}$  equivale a una imperfección de  $1,5 \cdot T$ , donde  $T$  representa la tolerancia del anillo aislado que puede variar en cada caso. Por otro lado, los parámetros A, B, C y D son constantes que resultan de la interpolación de los datos. En las tablas B.1, B.2 y B.3 se evidencian estas constantes en función del coeficiente característico  $k$  para anillos compuestos por 6, 7 y 8 dovelas respectivamente.

La función B.1 permite resolver problemas como los observados en el apartado 10.4.2 sobre el aumento en la frecuencia del daño estructural en virtud de la sustitución de packers de caucho por un de contrachapado de madera. En este ejemplo, la tolerancia  $T$  de un anillo aislado era 0.58 mm mientras que la imperfección límite absorbida por la dovela era igual a 1,20 mm. En otras palabras, esta imperfección es 2,07 veces mayor que la tolerancia de un anillo aislado, esto es,  $2,07 \cdot T$ . Como puede apreciarse abajo, este  $s_{max}$  y los parámetros correspondientes al anillo usado compuesto de 8 dovelas con coeficiente característico  $k$  de 2 resultan en una probabilidad igual a 4,3%.

$$\Phi S_a(s > s_{max}) = \frac{1}{(A+B \cdot e^{C \cdot s_{max}})^D} = \frac{1}{(0,0178+0,0137 \cdot e^{1,5176 \cdot 2,07})^{1,3314}} = 4,3\% \quad [B.2]$$

Con ello, se estima que en 4,3% de los casos se observan resaltos mayores que 1,20 mm si se emplea un anillo con 0,58 mm de tolerancia en la anchura. Al contrario, para determinar el coeficiente de propagación  $\gamma$  para una cierta probabilidad de referencia se debe invertir la función B.1. La función resultante se muestra a continuación.

$$\gamma = s_{max} = \frac{1}{C} \cdot \ln \frac{\left[ \frac{1}{\Phi S_a(s > s_{max})} \right]^{1/D} - A}{B} \quad [B.3]$$

En base a ella, se puede estimar, por ejemplo, el coeficiente de propagación  $\gamma$  para una probabilidad de referencia de 5% en vez de 2,5%. Teniendo en cuenta el mismo ejemplo del anillo con 8 dovelas pero con un  $k$  igual a 2, en la función B.3 se obtiene 1,99 (véase ecuación B.4). Como era esperado, este coeficiente de propagación es más pequeño que el de 2,35 establecido como estándar para una probabilidad igual a 2,5%.

$$\gamma = s_{max} = \frac{1}{C} \cdot \ln \frac{\left[ \frac{1}{\Phi S_a(s > s_{max})} \right]^{1/D} - A}{B} = \frac{1}{1,5176} \cdot \ln \frac{\left[ \frac{1}{5} \right]^{1/1,3314} - 0,0178}{0,0137} = 1,99 \quad [B.4]$$

*Tabla B.1 – Constantes para function interpolada para anillos compuesto por 6 dovelas*

Coeficiente característico $k$	Parámetros			
	A	B	C	D
1,50	0,0349	0,0219	1,2156	1,6050
1,75	0,0336	0,0218	1,3041	1,5925
2,00	0,0333	0,0222	1,4097	1,5929
2,25	0,0326	0,0224	1,5405	1,5880
2,50	0,0314	0,0219	1,6970	1,5711
2,75	0,0306	0,0216	1,8637	1,5600
3,00	0,0302	0,0214	2,0357	1,5532
3,25	0,0296	0,0210	2,2122	1,5441
3,50	0,0298	0,0211	2,3806	1,5469
3,75	0,0297	0,0211	2,5520	1,5452
4,00	0,0294	0,0209	2,7272	1,5412

*Tabla B.2 – Constantes para function interpolada para anillos compuesto por 7 dovelas*

Coeficiente característico $k$	Parámetros			
	A	B	C	D
1,50	0,0249	0,0169	1,2637	1,4511
1,75	0,0243	0,0170	1,3533	1,4455
2,00	0,0236	0,0171	1,4671	1,4390
2,25	0,0230	0,0171	1,6053	1,4319
2,50	0,0227	0,0171	1,7600	1,4286
2,75	0,0222	0,0169	1,9304	1,4217
3,00	0,0216	0,0166	2,1126	1,4107
3,25	0,0214	0,0164	2,2916	1,4070
3,50	0,0213	0,0164	2,4713	1,4051
3,75	0,0216	0,0166	2,6386	1,4105
4,00	0,0214	0,0164	2,8206	1,4065

*Tabla B.3 – Constantes para function interpolada para anillos compuesto por 8 dovelas*

Coeficiente característico $k$	Parámetros			
	A	B	C	D
1,50	0,0190	0,0137	1,3038	1,3460
1,75	0,0183	0,0137	1,3983	1,3379
2,00	0,0178	0,0137	1,5176	1,3314
2,25	0,0177	0,0139	1,6535	1,3336
2,50	0,0173	0,0138	1,8153	1,3274
2,75	0,0170	0,0138	1,9880	1,3236
3,00	0,0165	0,0134	2,1774	1,3124
3,25	0,0164	0,0134	2,3587	1,3112
3,50	0,0164	0,0133	2,5431	1,3091
3,75	0,0164	0,0133	2,7225	1,3104
4,00	0,0164	0,0133	2,9050	1,3108

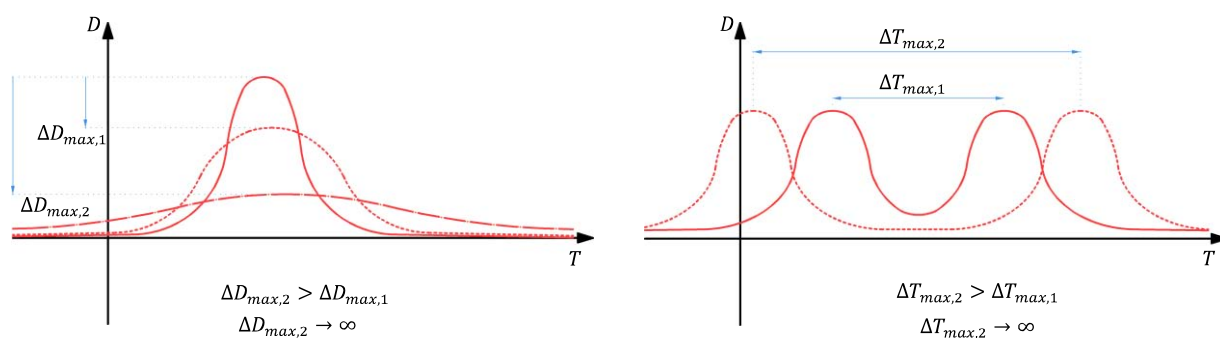
Cabe matizar que la interpolación solo se aplica para probabilidades  $\phi S_a (s > s_{max})$  mayores que 0,1%, lo que cubre casi la totalidad de los casos. Para probabilidades más pequeñas, la interpolación presenta una disminución en su precisión debido al comportamiento asintótico de las curvas.

## ANEXO C – PRUEBA MATEMÁTICA SOBRE LA ESTABILIDAD DEL MECANISMO DE ACUMULACIÓN DE IMPERFECCIONES

Como se ha mencionado en el apartado 10.3, las tolerancias de anillos adyacentes pueden sumarse dando lugar a resaltos mayores entre dovelas y caracterizando un mecanismo de acumulación. A cada anillo colocado se añade una imperfección adicional a la ya existente en el revestimiento de tal suerte que, en teoría, las deficiencias de contacto podrían aumentar indefinidamente.

Sin embargo, en las auscultaciones realizadas en la Línea 9 de Barcelona, los resaltos medidos no muestran esta tendencia. (Véase apartado 10.4.1) Al contrario, se observa que las deficiencias de contacto no suelen superar los 4 mm. Lo mismo también queda evidente en varios gráficos mostrados en el apartado 10.3 que indican un crecimiento limitado de las imperfecciones. De ahí surge la duda sobre si el mecanismo de acumulación de hecho tiende a estabilizarse - estando limitado a un rango pequeño de valores - o tiende a no estabilizarse – pudiendo alcanzar un rango cada vez más amplio de deficiencias de contacto.

Desde un punto de vista matemático, las dos posibles situaciones que reflejan un mecanismo de acumulación inestable son mostradas en las curvas de probabilidad de la figura C.1. En estas se representa en el eje  $x$  la variación de la posición de una dovela del un cierto anillo mientras que en el eje  $y$  se presenta la probabilidad de encontrar dovelas en una cierta posición.



*Figura C.1 – Distribución probabilística de imperfecciones que caracteriza un mecanismo de acumulación inestable: a) situación 1 y b) situación 2*

En la situación 1, la probabilidad correspondiente al punto de máxima se reduce a cada anillo instalado. Por consiguiente, la curva de probabilidad queda más ancha y hay una diferencia cada vez menor entre la probabilidad de aparición de diferentes imperfecciones. Conforme el número del anillo instalado tiende al infinito, la probabilidad de encontrar una imperfección igual a  $T$  se acercaría a la probabilidad de encontrar una imperfección  $1000T$  de modo que ambas ocurren casi con la misma frecuencia. En la situación 2, existen varias magnitudes de imperfección que coinciden con los puntos de máximo de las curvas, siendo éstas las más frecuentemente encontradas. Tal y como puede apreciarse en el gráfico de la derecha, conforme se instalan más anillos, la distancia entre estos puntos de máxima alcanzan valores cada vez mayores de modo que el resalto más probable tiende al infinito.

Por lo tanto, para que el mecanismo de acumulación sea inestable, las ecuaciones que describen el mismo deben estar de acuerdo con la situación 1, con la situación 2 o con ambas. En cambio, si dichas ecuaciones no satisfacen ninguna de las situaciones descritas, el mecanismo de acumulación no puede ser inestable de modo que se comprueba su estabilidad. Ante este raciocinio se procede a la verificación matemática mostrada a continuación.

### Verificación de la situación 1

La función  $D(T)$  describe la dispersión de las tolerancias de un anillo aislado, siendo necesario conocerla para resolver las ecuaciones del mecanismo de acumulación presentadas en el apartado 10.3.1. En el

presente estudio se ha asumido que esta función sigue una distribución de normal de Gauss, sin embargo, en algunos casos puede ser interesante emplear otra ley de distribución. Por esto, la comprobación matemática realizada aquí no hace distinción sobre la distribución adoptada para la función  $D(T)$  de modo que la verificación de la estabilidad del mecanismo de acumulación también es válida para otras distribuciones.

Independientemente de la distribución adoptada, la integral de la misma desde menos infinito hasta más infinito es igual a la sumatoria de la probabilidad de encontrar todas las posibles tolerancias. Así pues, esta sumatoria es igual a 1 siendo equivalente al área ubicado entre la curva de dispersión y el eje de las abscisas. De manera análoga, está claro que la integral de menos infinito hasta una cierta tolerancia  $T$  también es igual al área  $A_n(T)$  del gráfico entre menos infinito y  $T$ , lo que también equivale a la probabilidad de que la tolerancia sea menor o igual a  $T$ . Teniendo este en cuenta se puede escribir la función C.1 además de C.2, C.3 y C.4, los cuales son presupuestos básicos de cualquier cálculo de probabilidad.

$$A_n(T) = \int_{-\infty}^T D_n(T') \cdot dT' \quad [C.1]$$

$$\lim_{T \rightarrow +\infty} A_n(T) = \int_{-\infty}^T D_n(T') \cdot dT' = 1 \quad [C.2]$$

$$\lim_{T \rightarrow -\infty} A_n(T) = \int_{-\infty}^T D_n(T') \cdot dT' = 0 \quad [C.3]$$

$$0 \leq A_n(T) \leq 1 \quad [C.4]$$

Por otra parte, para que C.2 (suma de todas las probabilidades igual a 100%) sea verdadera, los límites de la propia dispersión, cuando ésta tiende a más o menos infinito, son iguales a 0. Cabe matizar que si no fuera así, C.2 también tendería al infinito en vez de a 1.

$$\lim_{T \rightarrow +\infty} D_n(T) = \lim_{T \rightarrow -\infty} D_n(T) = 0 \quad [C.5]$$

Tal y como se propone en el apartado 10.3.1, el mecanismo de acumulación se basa la ecuación 10.16. En ella, las integrales comprendidas en el dividendo para cada valor de  $n$  son constantes y, por una cuestión de facilidad de representación gráfica, se representa a través de la ecuación C.6. Al sustituir las ecuaciones C.1 y C.6 en la ecuación 10.16, se obtiene la ecuación C.7 la cual da la dispersión probabilística de la posición de la dovela para el anillo  $n$  cualquier.

$$\vartheta_n = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{T'} D_n(T') \cdot D_n(T) \cdot dT \cdot dT' \quad [C.6]$$

$$D_{n+1}(T) = \int_{-\infty}^{+\infty} D(T - T') \cdot \left[ \frac{D_n(T') \cdot A_n(T')}{\vartheta_n} \right] \cdot dT' \quad [C.7]$$

Empleando la regla de la integral por partes en la integral más exterior de la ecuación C.7 da lugar a la ecuación C.8 que se compone de dos partes separadas por una señal de más. La sustitución de las ecuaciones C.1, C.2 y C.3 en la primera parte muestra que ésta es igual a cero. Ello permite reescribir la ecuación C.8 que queda igual a la ecuación C.9 tras aplicar la regla de la derivada del producto y el teorema fundamental do cálculo en la segunda parte.

$$D_{n+1}(T) = -A_0(T - T') \cdot \left. \frac{D_n(T') \cdot A_n(T')}{\vartheta_n} \right|_{-\infty}^{+\infty} + \int_{-\infty}^{+\infty} A_0(T - T') \cdot \frac{d \left[ \frac{D_n(T') \cdot A_n(T')}{\vartheta_n} \right]}{dT'} \cdot dT' \quad [C.8]$$

$$D_{n+1}(T) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{A_0(T - T')}{\vartheta_n} \cdot \left[ A_n(T') \cdot \frac{dD_n(T')}{dT'} + D_n(T')^2 \right] \cdot dT' \quad [C.9]$$

Desde el punto de vista matemático, la situación 2 solo ocurre si para un valor de  $n$  tendiendo al infinito,  $D_{n+1}(T)$  tiende a 0 para cualquier  $T$ , lo que matemáticamente da lugar a C.10. Aplicando esta condición a la función C.9 y reorganizando los términos, se obtiene la relación mostrada en C.13. De acuerdo con esta última, la división entre  $D_n(T')$  y  $A_n(T')$  debe ser siempre igual a la derivada de  $D_n(T')$  en función de  $T'$ .

$$\lim_{n \rightarrow +\infty} D_{n+1}(T) = 0 \quad \forall (T \in \mathbb{R}) \quad [C.10]$$

$$D_{n+1}(T) = 0 = - \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{A_0(T-T')}{\vartheta_n} \cdot \left[ A_n(T') \cdot \frac{dD_n(T')}{dT'} + D_n(T')^2 \right] \cdot dT' \quad [C.11]$$

$$A_n(T') \cdot \frac{dD_n(T')}{dT'} + D_n(T')^2 = 0 \quad [C.12]$$

$$\frac{dD_n(T')}{dT'} = - \frac{D_n(T')^2}{A_n(T')} \quad [C.13]$$

Parece evidente que la relación C.13 combinada con la condición C.2 genera una contradicción matemática de tal suerte que una de ellas tiene que ser falsa. Para explicar mejor esta afirmación, basta considerar que  $D_n(T')$  y  $A_n(T')$  representan probabilidades por lo que obligatoriamente son mayores que 0. En este caso, la división entre  $D_n(T')$  y  $A_n(T')$  también es mayor que cero. Si la relación C.13 es verdadera, la derivada  $\frac{dD_n(T')}{dT'}$  es mayor que cero de modo que la función  $D_n(T')$  no presenta puntos de máximo siendo siempre creciente. Si la curva de la función  $D_n(T')$  crece indefinidamente, el área por debajo de ésta y la probabilidad total tiende al infinito y no a 1 como establece la condición C.2

Una vez que la condición C.2 es el presupuesto inicial básico de cualquier cálculo de probabilidad, se concluye que la relación de igualdad en C.13 no puede ser verdadera. En otras palabras, el mecanismo de acumulación no puede seguir la situación 1.

### Verificación de la situación 2

A partir de la definición presentada con anterioridad, para que ocurra la situación 2 deben existir dos o más puntos de máximo en la función  $D_{n+1}(T)$ . Ello puede ser representado matemáticamente a través de la función C.14, la cual tiene que presentar 3 o más soluciones reales distintas para  $T$ . Esto por si solo no garantiza que se genera la situación 2. Sin embargo, si esta condición no es respetada, se puede asegurar que dicha situación de inestabilidad no ocurre.

$$\frac{d[D_{n+1}(T)]}{dT} = 0 \quad [C.14]$$

Para realizar esta comprobación, se parte de la primera ecuación que representa la dispersión de las imperfecciones en la posición del anillo número 1, la cual es igual a  $D_1(T)$ . Tal y como se ha descrito en el apartado 10.3.1, esta dispersión es igual a la dispersión de la tolerancia de un anillo aislado que se calcula a través de una función de densidad de probabilidad  $D_0(T)$ . Como es común en muchos tipos de distribuciones (normal, t de Student, entre otras), esta función presenta un único valor máximo para  $T' = T_{max}$  y tiende a 0 conforme las tolerancias tienden a más o menos infinito. Así pues, la ecuación que describe las imperfecciones  $P_2(T')$  transmitidas por el anillo de número 1 al anillo siguiente, se calcula a través de la función 10.14. Al sustituir la función C.1 y la constante  $\vartheta_1$  en ésta última, se obtiene la función C.15.

$$P_2(T) = \frac{D_1(T) \cdot A_1(T)}{\vartheta_1} \quad [C.15]$$

Ella resulta de la multiplicación del área acumulada  $A_1(T)$  de la función  $D_1(T)$  por la propia dispersión  $D_1(T)$  que es igual a la tolerancia de un anillo aislado. La forma general de las curvas correspondientes a cada una de estas partes se muestra en las figura c.2.a y figura c.2.b, respectivamente. Para ilustrar el comportamiento de la curva  $D_1(T)$ , se definen tres puntos muy próximos entre sí que pueden estar ubicados en la rama creciente ( $T < T_{max}$ ) o en la rama decreciente ( $T > T_{max}$ ) de dicha curva.

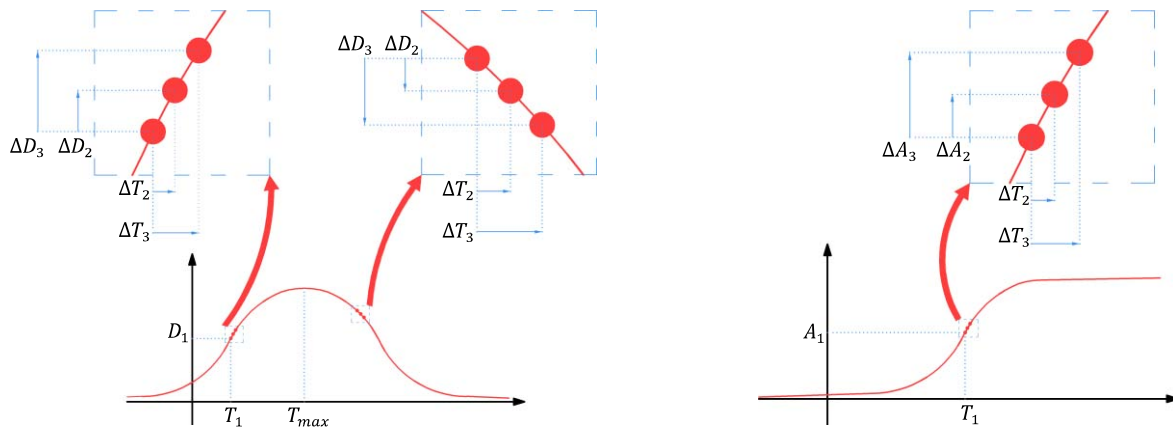


Figura C.2 – Forma de las curvas: a)  $A_1(T')$  y b)  $D_1(T')$

El primero punto de cada conjunto está localizado en la abscisa  $x = T_1$ , a la cual corresponde una probabilidad  $D_1(T_1) = D_1$ . Los puntos 2 y 3 están ubicados a una distancia  $\Delta T_2$  y  $\Delta T_3$  del primero punto, respectivamente. Por otra parte, las probabilidades correspondiente a los puntos 2 y 3 son iguales respectivamente a  $D_1 + \Delta D_2$  y  $D_1 + \Delta D_3$ , donde  $\Delta D_2$  y  $\Delta D_3$  son las variaciones con respecto a  $D_1$ . Si  $\Delta T_2$  tiende a  $\Delta T_3$  pero con  $\Delta T_3 > \Delta T_2$ , tienen que valer las condiciones presentadas en C.16.

$$\begin{cases} \Delta D_3 > \Delta D_2 & / T' < T_{max} \\ \Delta D_3 < \Delta D_2 & / T' > T_{max} \end{cases} \quad [C.16]$$

De manera análogo, para la curva de  $A_1(T)$  se define un conjunto compuesto por los tres puntos mostrados en la Figura C.2.b. El primero de ellos también está ubicado en la abscisa  $x = T_1$  al paso que los puntos 2 y 3 están distantes  $\Delta T_2$  y  $\Delta T_3$ . Al punto 1 corresponde un área acumulada  $A_1(T) = A_1$  mientras que a los puntos 2 y 3 corresponde un área igual a  $A_1 + \Delta A_2$  y  $A_1 + \Delta A_3$ , respectivamente. En este caso, si  $\Delta T_2$  tiende a  $\Delta T_3$  pero con  $\Delta T_3 > \Delta T_2$ , tiene que valer la condición presentada en C.17. Aparte, como la curva  $A_1(T)$  resulta de la integral de  $D_1(T)$ , también se puede escribir la ecuación C.18 que relaciona  $\Delta A$  y  $\Delta D$ .

$$\Delta A_3 > \Delta A_2 \quad [C.17]$$

$$\Delta A = \Delta D \cdot \Delta T \quad [C.18]$$

Asimismo se puede escribir la función  $P_2(T)$  para los puntos 2 y 3, como se muestra en las ecuaciones C.19 y C.20 en las que sustituye la ecuación C.18. Haciendo la diferencia entre  $P_2(T_1 + \Delta T_2)$  y  $P_3(T_1 + \Delta T_3)$  y teniendo en cuenta que  $(\Delta D_3 - \Delta D_2) \cdot \Delta T$  es mucho más pequeño que los demás términos, se obtiene la ecuación C.21.

$$P_2(T_1 + \Delta T_2) = \frac{(D_1 + \Delta D_2) \cdot (A_1 + \Delta A_2)}{\vartheta_1} = \frac{(D_1 + \Delta D_2) \cdot (A_1 + \Delta D_2 \cdot \Delta T)}{\vartheta_1} = \frac{D_1 \cdot A_1 + \Delta D_2 \cdot (D_1 \cdot \Delta T + A_1 + \Delta D_2 \cdot \Delta T)}{\vartheta_1} \quad [C.19]$$

$$P_3(T_1 + \Delta T_3) = \frac{(D_1 + \Delta D_3) \cdot (A_1 + \Delta A_3)}{\vartheta_1} = \frac{(D_1 + \Delta D_3) \cdot (A_1 + \Delta D_3 \cdot \Delta T)}{\vartheta_1} = \frac{D_1 \cdot A_1 + \Delta D_3 \cdot (D_1 \cdot \Delta T + A_1 + \Delta D_3 \cdot \Delta T)}{\vartheta_1} \quad [C.20]$$

$$\Delta P(T') = P_3(T_1 + \Delta T_3) - P_2(T_1 + \Delta T_2) = (\Delta D_3 - \Delta D_2) \cdot \frac{D_1 \cdot \Delta T + A_1}{\vartheta_1} \quad [C.21]$$

Al dividir ambos lados de la ecuación C.21 por  $\Delta T \rightarrow 0$  se obtiene la derivada de  $P_2(T')$  tal y como puede apreciarse en la ecuación C.22. Es importante señalar que el término de la derecha de esta ecuación es siempre mayor que 0. Al contrario, de acuerdo con la condición C.16, el término  $(\Delta D_3 - \Delta D_2)$  es mayor que 0 para  $T' < T_{max}$  y menor que 0 para  $T' > T_{max}$ . Queda evidente que solamente existe un punto para el cual el término  $(\Delta D_3 - \Delta D_2)$  es igual a 0, o sea, si  $T = T_{max}$ . En otras palabras, solo existe un punto para el cual la derivada de la función  $P(T)$  es igual a 0. Por consiguiente, esta función presenta un único punto de máxima.

$$\frac{dP(T)}{dT} = \lim_{\Delta T \rightarrow 0} \frac{\Delta P(T')}{\Delta T} = (\Delta D_3 - \Delta D_2) \cdot \frac{D_1 \cdot \Delta T + A_1}{\vartheta_1 \cdot \Delta T} \quad [C.22]$$

Una vez determinado esto, se procede al cálculo de la dispersión en la posición de las dovelas del anillo siguiente, lo que se hace a través de la ecuación C.7. En ella, se realiza la integral del producto de dos funciones:  $D(T - T')$  y  $P(T)$ . La primera de ellas representa la dispersión de las tolerancias de un anillo aislado (ya conocida de antemano), mientras que la segunda da las imperfecciones transmitidas por el anillo anterior. Una vez que ambas ecuaciones presentan un único punto de máxima, es evidente que el resultado de la integral también presenta un único punto de máxima. Así pues la ecuación de la posición del segundo anillo instalado  $D_2(T)$  presenta solamente un punto de máximo de tal modo que su derivada tiene una raíz real.

El mismo raciocinio que se hace para las imperfecciones transmitidas entre los anillos 1 y 2 también vale para el análisis de los anillos 2 y 3 o de cualquier  $n$  y  $n + 1$ . En todos los casos, las dispersiones en la posición de un anillo  $n + 1$  presenta solamente un único punto de máximo ya que para su cálculo se debe emplear las imperfecciones transmitidas por el anillo  $n$ , también con un único punto de máximo dado que sigue valiendo la función C.22.

Así pues, se verifica que, si la dispersión de las tolerancias de un anillo aislado es continua y con un único punto de máximo, lo mismo también se verificará para los demás anillos. Ello contraría la condición inicial definida en la ecuación C.14 de modo que la inestabilidad de acuerdo con la situación 2 no ocurre. Una vez que tanto la situación 1 como la situación 2 no son factibles, se concluye que el mecanismo de acumulación no puede ser inestable. Por lo tanto, el mismo tiene que ser estable, lo que confirma las observaciones realizadas a lo largo del Capítulo 10.





## APÉNDICE A – CARACTERÍSTICAS DEL FILLER USADO EN LAS PRUEBAS CON HAC

### BETOCARB<sup>®</sup> P1 - DA

#### PLANTA DE PRODUCCIÓN:

DARRO (Granada) / España (certificado ISO 9001)

#### DESCRIPCIÓN:

Carbonato cálcico natural, fabricado a partir de caliza seleccionada, con alto grado de pureza y elevada blancura, exento de contaminantes orgánicos. No presenta reactividad alcalí-carbonato ni alcalí-sílice.

#### COMPOSICIÓN QUÍMICA DE LA MATERIA PRIMA:

CaCO <sub>3</sub>	≥ 98.5	%
MgCO <sub>3</sub>	≤ 0.8	%
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	≤ 0.03	%
Insolubles en HCl	≤ 0.5	%
Sulfatos solubles en ácido (EN 1744-1)	AS <sub>0.2</sub>	
Cloruros (EN 1744-1)	0	%
Azufre total (EN 1744-1)	0.04	%

#### ESPECIFICACIÓN DE PRODUCTO:

Granulometría:		
· Pasantes a 0.063 mm (EN 933-10)	80 ± 5	%
· Pasantes a 0.125 mm (EN 933-10)	95 ± 5	%
· Pasantes a 2 mm (EN 933-10)	100	%

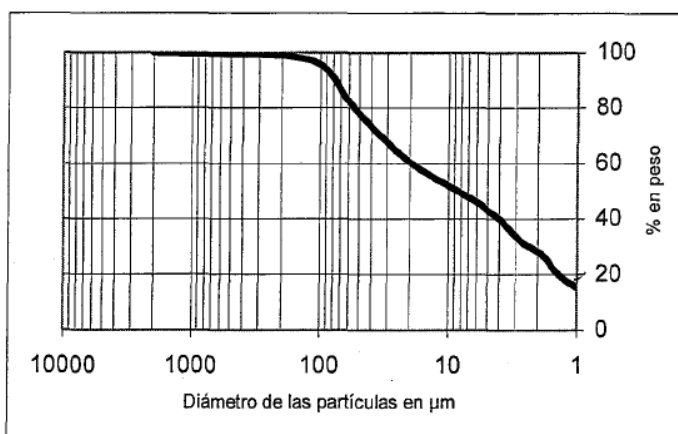
#### INFORMACIÓN DEL PRODUCTO:

Densidad (EN 1097-6)	2.7	gr/cm <sup>3</sup>
Densidad aparente (ISO 787/11)	0.89	gr/cm <sup>3</sup>
Absorción de agua (EN 1097-6)	1.7	%
Contenido en finos (EN 933-1)	75-85	%
Humedad ex works (ISO 787/2)	≤ 0.5	%
Azul de metileno (933-9)	0.36	gr/kg
Ensayo Blaine (196-6)	495	m <sup>2</sup> /kg
Ensayo Sulfato de Magnesio (EN 1367-2)	≤ 18	%

#### APLICACIONES

- Hormigón
- Mortero
- Mezclas bituminosas

#### CURVA DE REPARTICIÓN GRANULOMÉTRICA



La información contenida en esta Hoja de Datos Técnicos se refiere exclusivamente al material específico aquí designado y no a su utilización en combinación con algún otro material o proceso. La información aquí expuesta está basada en datos técnicos que Omya cree fiables, haciéndose constar, sin embargo, que Omya no hace manifestación ni da garantía alguna de que la misma sea completa o exacta, y que Omya no asume ninguna responsabilidad que pudiera derivarse de su utilización o por las reclamaciones de terceros o los daños o perjuicios que éstos sufran. Quienes reciban esta información deberán ejercer su propio juicio en cuanto a la correcta utilización de la misma y a ellos les corresponde formarse una opinión respecto a la idoneidad del material (incluso desde el punto de vista de seguridad) para un fin determinado antes de proceder a su utilización.

## APÉNDICE B – CARACTERÍSTICAS DE LAS BRIBRAS USADO EN LAS PRUEBAS CON HAC



Anglo-Danish Fibre Industries (UK) Ltd

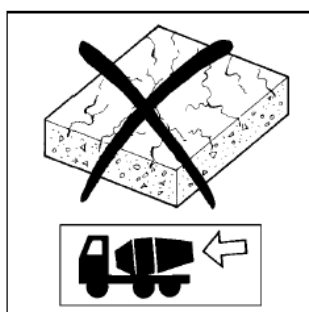
FIBRIN 23



Certificate No 06/4373

DETAIL SHEET 3

### Product



- THIS DETAIL SHEET REPLACES DETAIL SHEET 3 OF CERTIFICATE No 02/3912 AND RELATES TO FIBRIN 23 POLYPROPYLENE FIBRES.
- This Detail Sheet covers their use in concrete at an addition rate of  $0.91 \text{ kgm}^{-3}$ .

This Detail Sheet must be read in conjunction with the Front Sheets, which give the product's position regarding the Building Regulations, general information relating to the product, and the Conditions of Certification.

### Technical Specification

#### 1 Description

Fibrin 23 polypropylene fibres are 12 mm long by  $18 \mu\text{m}$  diameter and are used in concrete at an addition rate of  $0.91 \text{ kgm}^{-3}$  to reduce the occurrence of plastic shrinkage cracking and plastic settlement. They may be used in all situations where a critical surface finish is necessary.

### Technical Investigations

The following is a summary of the technical investigations carried out on Fibrin 23.

#### 2 Tests

2.1 All tests were conducted using the mix designs given in Table 1.

Table 1 Test mix designs<sup>(1)</sup>

Component	Quantity ( $\text{kgm}^{-3}$ )	
	Mix 1	Mix 2
Portland cement to BS 12 : 1991, Class 42.5N	400	317
Water	200	212
Sand (5 mm) (Weeford/Bunter)	595	827
Gravel (5 mm to 20 mm) (Weeford/Bunter)	1105	1170
Fibrin 23	0.91	0.91

(1) Plain concrete control mixes were the same but did not include the fibres.

2.2 Results of the plastic and hardened concrete tests are summarised in Tables 2 and 3.

#### 3 Investigations

3.1 As part of the assessment resulting in the issue of Detail Sheet 3 of Certificate No 02/3912:

- a survey of users and specifiers was conducted to assess the ease of use, practicability of installation, and performance in service of concrete mixes containing the product
- an examination of independent fire test data was made to assess polypropylene fibre concrete's behaviour in relation to fire
- an assessment was made of the product's range of use and durability
- the manufacturing process was examined, including the methods adopted for quality control, and details were obtained of the quality and composition of the materials used.

3.2 As part of the issue of this Certificate, a re-examination was made of the data on which the previous Certificate was based. The conclusions drawn from the original data remain valid. This includes:

- a visit was made to a site in progress to assess the ease of use and practicability of installation of Fibrin 23 concrete mixes.
- visits were made to existing sites to assess Fibrin 23 concrete's performance in service.

Table 2 Plastic concrete test results

Test (units)	Method <sup>(1)</sup>	Mix design	Results	
			Fibrin 23 concrete	Plain concrete
Air content (%)	BS 1881-106	1	1.9	1.95
		2	1.6	1.1
Slump (mm)	BS 1881-102	1	50	70
		2	65	80
Compaction factor	BS 1881-103	1	0.98	0.98
		2	0.92	0.98
Bleeding rate (%)	ASTM C 232-87, Method A	1	0.25	0.3
Stiffening time	BS 5075-1	1		
resistance to penetration				
0.5 Nmm <sup>2</sup>			2 h 42 min	3 h 7 min
3.5 Nmm <sup>2</sup>			3 h 54 min	4 h 12 min
Flow (mm)	BS 1881-105	2	335	430
Change in height (%)	ASTM C 827-87	1	0.231	0.381
Resistance to plastic cracking (rings)	FCB (Trondheim, Norway)	1	no cracking present	each plain concrete ring cracked
Resistance to plastic cracking (slabs)	BBA test specification	1	137.8	1 199.5
crack area (mm <sup>2</sup> )				

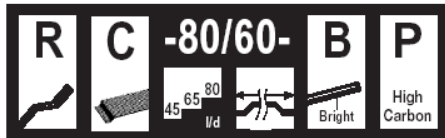
(1) Test documents are detailed in the *Bibliography*.

Table 3 Hardened concrete test results

Test (units)	Method <sup>(1)</sup>	Mix design	Results	
			Fibrin 23 concrete	Plain concrete
Initial surface absorption test	BS 1881-5 (65 mm thick slab non-crazed areas)	1		
(mlm <sup>2</sup> s <sup>-1</sup> )				
air dried				
10 min			0.73	0.71
120 mm			0.31	0.30
water cured				
10 min			0.63	0.71
120 mm			0.21	0.18
Permeability of cores	RMCS test specification	1	3.6 x 10 <sup>-2</sup>	8.7 x 10 <sup>-2</sup>
(ms <sup>-1</sup> )				
Water absorption (%)	BS 1881-122	1	3.2	3.6
Impact resistance	BBA test specification	1		
blows to first crack			41	8
blows to failure			58	12
Distribution of fibres	microscopic examination	1	good distribution	not applicable
Change in length (%)		1		
drying shrinkage			0.03	0.03
wetting expansion			+0.02	+0.02
Flexural strength (mean) (Nmm <sup>2</sup> ) (beams)	BS 1881-118	1		
1 day			4.37	5.07
3 days			6.32	6.22
7 days			6.84	6.89
28 days			6.93	6.96
Compressive strength (mean) (Nmm <sup>2</sup> )	BS 1881-119	1		
(equivalent cube method)				
1 day			22.9	13.1
3 days			39.8	40.2
7 days			45.2	50.0
28 days			45.8	53.2
Cube compressive strength (mean) (Nmm <sup>2</sup> )	BS 1881-116			
1 day		1	22.7	14.2
3 days		1	38.1	39.7
7 days		1	46.9	49.7
		2	33.3	33.8
28 days		1	57.0	53.9
		2	41.3	44.6
Freeze/thaw resistance (change on length after 50 cycles) (%)	BS 5075-2	3 <sup>(2)</sup>	0.009	0.21
Surface hardness (Nmm <sup>2</sup> ) (rebound hammer)	BS 1881-202	1	27.2	27.5
Abrasion resistance	A'Court, BS 784	1	11.0	—
reduction in rate of abrasion (%)				


**PRODUCT DATA SHEET** **BEKAERT**

# Dramix®



- **Description:** Dramix® fibres are filaments of wire, deformed and cut to lengths, for reinforcement of concrete, mortar and other composite materials. Dramix® RC-80/60-BP is a high carbon wire fibre, with hooked ends, and glued in bundles.

- **Applications:**

recommended in applications with concrete strength > C50/60

- segmental linings
- vaults
- precast panels
- self levelling high strength concrete
- prestressed beams
- pavements
- military structures

- **Geometry:**

Length (l)  
60 mm

Diameter (d)  
0.71 mm

**80** Performance class: 80  
 Aspect ratio (= l/d): 85

5 000 fibres/kg

- **Tensile strength:**

- on the wire: minimum 2300 N/mm<sup>2</sup>

- **Coating:** None

- **Approvals:**

Conforms to  
**ASTM A820**

Quality System in  
Belgian, Brazilian, Czech,  
Turkish and Chinese plants



Product

Germany

**Z-3.71-1745**

Czech Republic

**C.070-021415**

Product

Romania

**007-01/068-2003**

Slovak Republic

**1402A/02/0771/1/C/C04**

- **Technical data:**

For segmental linings, precast panels... ask for specialized documentation.

## Recommendations - mixing

### 1. General

- ✓ preferably use a central batching plant mixer
- ✓ recommended maximum dosage:

Max. aggregate size (mm)	Dosage (kg/m <sup>3</sup> )	
	pour	pump
8	60	45
16	50	35
32	35	30

- ✓ a continuous grading is preferred
- ✓ mix until all glued fibres are separated into individual fibres. Fibres don't increase mixing time significantly.
- ✓ if special cements or admixtures are used, a preliminary test is recommended

### 2. Fibre addition

Bags are non-degradable and may not be thrown into the concrete.



#### 2.1. In batching plant mixer

- ✓ never add fibres as first component in the mixer
- ✓ fibres can be introduced together with sand and aggregates, or can be added in freshly mixed concrete

#### 2.2. Truckmixer

- ✓ run mixer at drum speed: 12-18 rpm
- ✓ adjust slump to a min. of 12 cm (preferably with water reducing agents or high water reducing agents)
- ✓ add fibres with maximum speed of 40 kg/min
- ✓ optional equipment: belt-hoist elevator
- ✓ after adding the fibres, continue mixing at highest speed for 4-5 min. (± 70 rotations)

#### 2.3. Automatic dosing

- ✓ Fibres can be dosed from bulk at rates from 0 up to 3,5 kg/sec with a specially developed dosing equipment

## Recommendations - storage



Protect the pallets against rain



Do not stack the pallets on top of each other

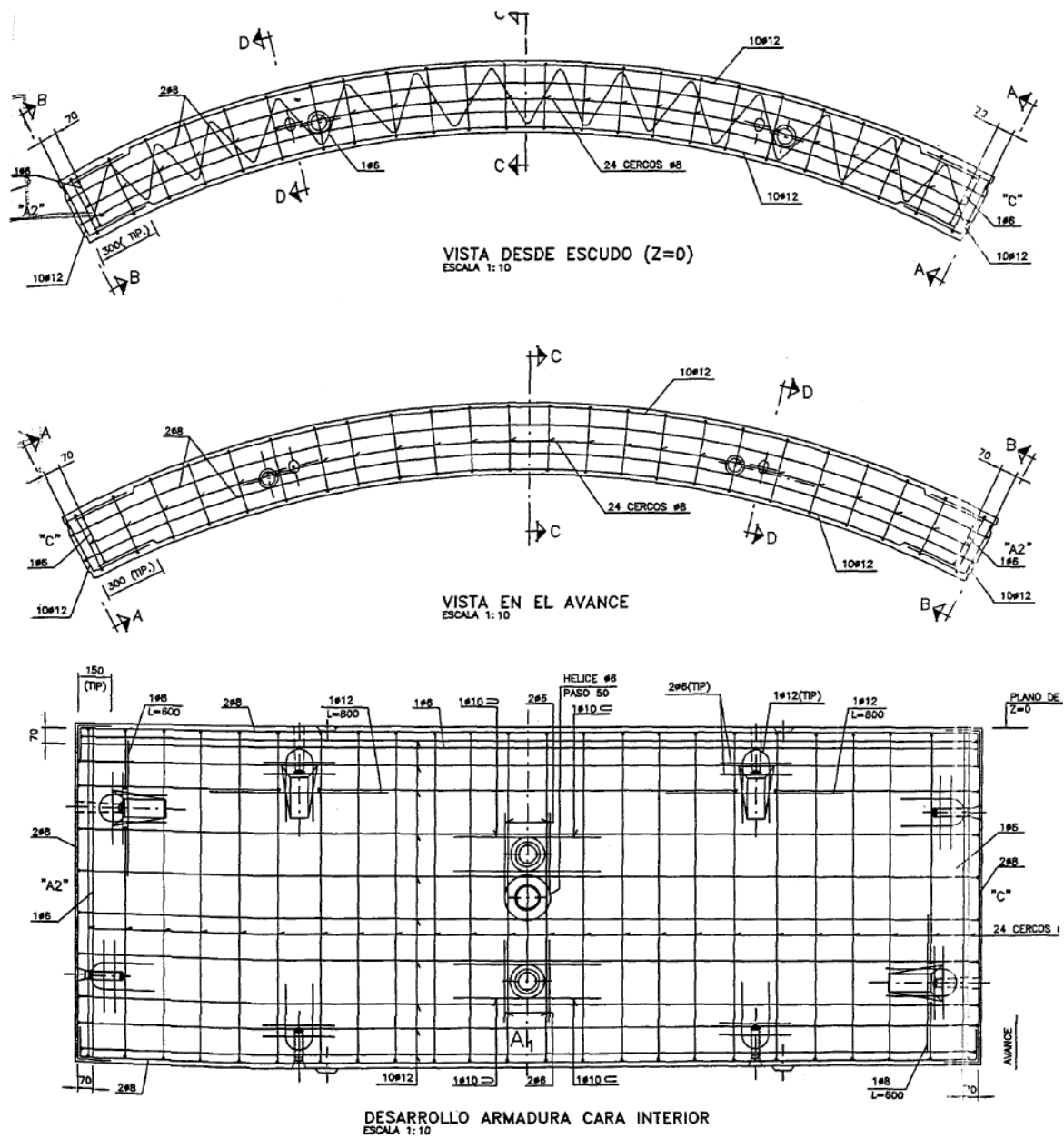


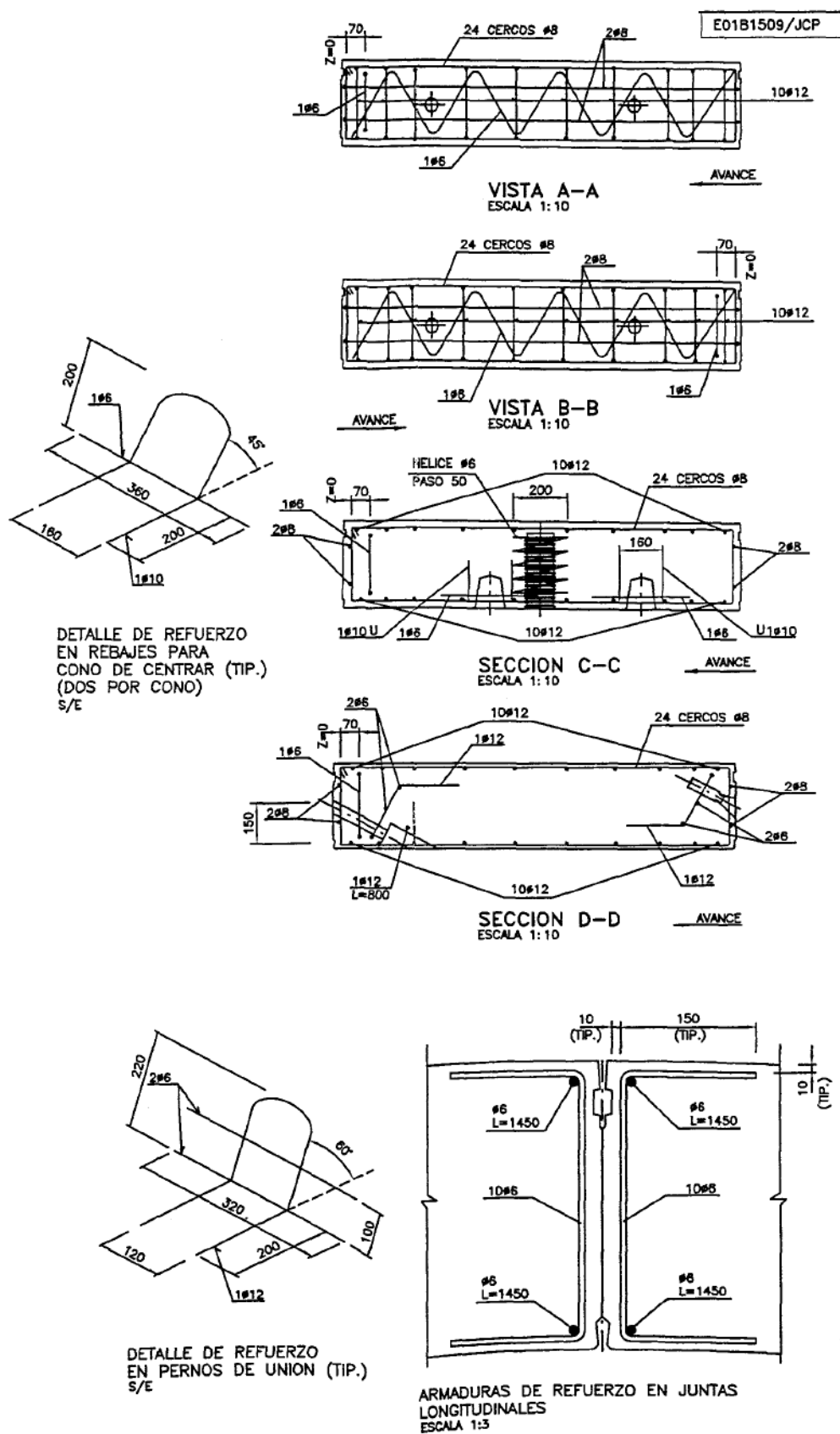
Delivered in  
non water-soluble bags of 20 kg on pallet 1200 kg  
big bag 1100 kg

N.V. Bekaert S.A. - Bekaertstraat 2 - 8550 Zwevegem - Belgium  
Tel. +32 (0) 56 / 76 69 86 - Fax +32 (0) 56 / 76 79 47  
Internet: <http://www.bekaert.com/building>

Values are indicative only. Modifications reserved. All details describe our products in general form only. For ordering and design only use official specifications and documents. N.V. Bekaert S.A. 2006

## APÉNDICE C – ARMADURA EMPLEADA EN LAS PRUEBAS CON HAC





## APÉNDICE D – RESULTADOS DE LA 2ª CAMPAÑA EXPERIMENTAL CON ENSAYO A COMPRESIÓN

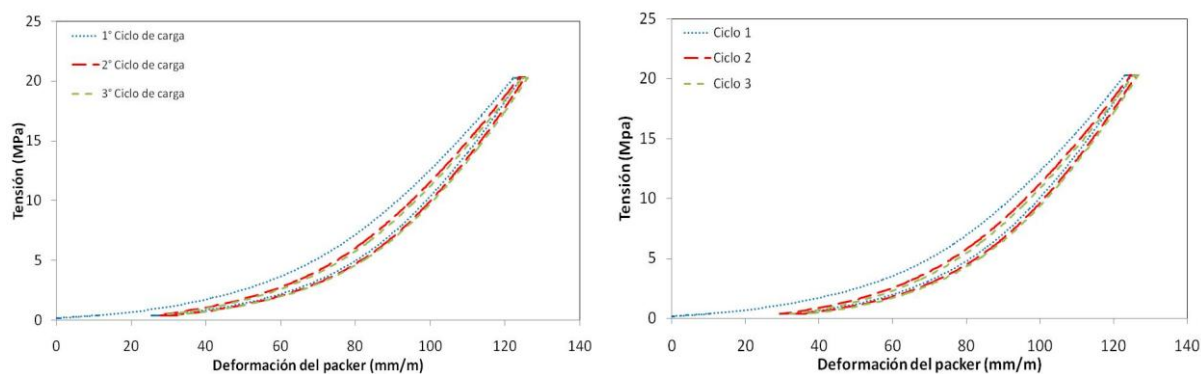


Figura D.1 – Ensayo con el packer de la M30 de Madrid: a) Prueba 1 y b) Prueba 2

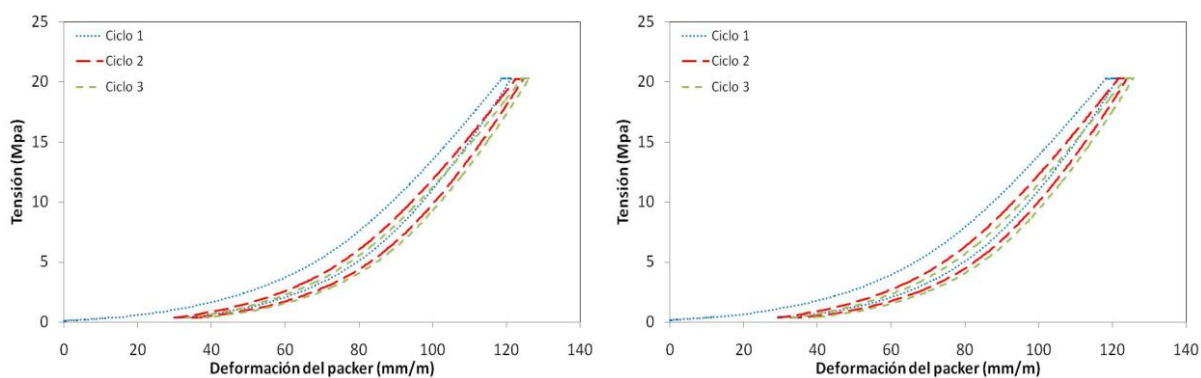


Figura D.2 – Ensayo con el packer del Túnel de Pajares: a) Prueba 1 y b) Prueba 2

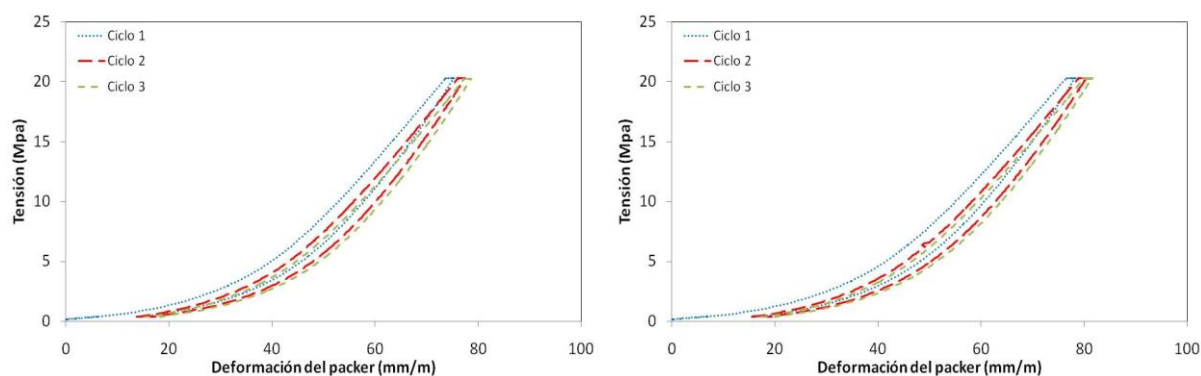


Figura D.3 – Ensayo con el packer del Túnel de Guadarrama: a) Prueba 1 y b) Prueba 2



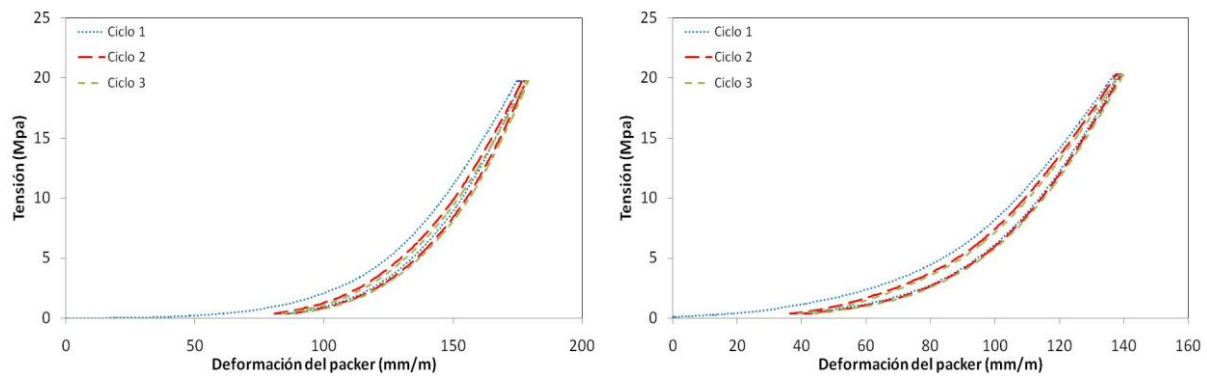


Figura D.4 –Ensayo con el packer del Túnel de La Ceta: a) Prueba 1 y b) Prueba 2

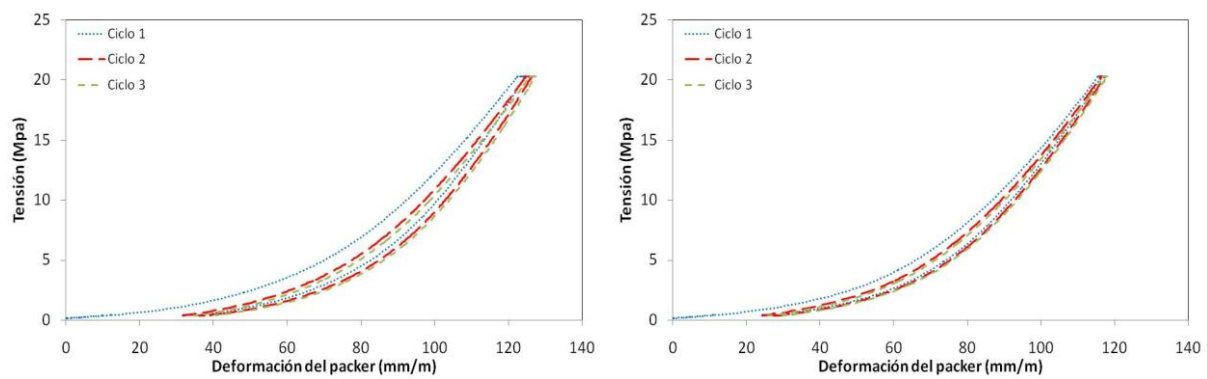


Figura D.5 –Ensayo con el packer de la Línea 9 de Barcelona – chapa dura: a) Prueba 1 y b) Prueba 2

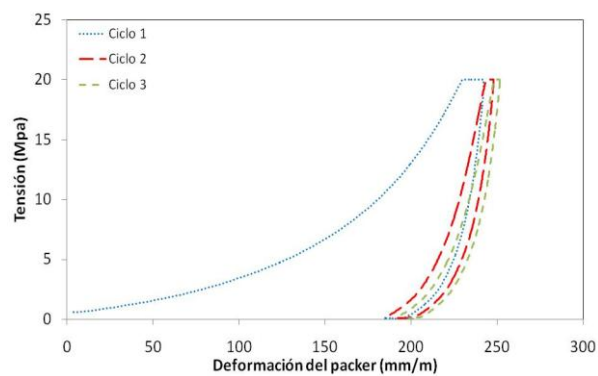


Figura D.6 – Ensayo con el packer de la Línea 9 de Barcelona – bituminoso

## APÉNDICE E – DIMENSIONES Y ARMADURA DE LOS BLOQUES EMPLEADOS EN EL ENSAYO DE LOS PACKERS A SOLICITACIÓN COMPUESTA

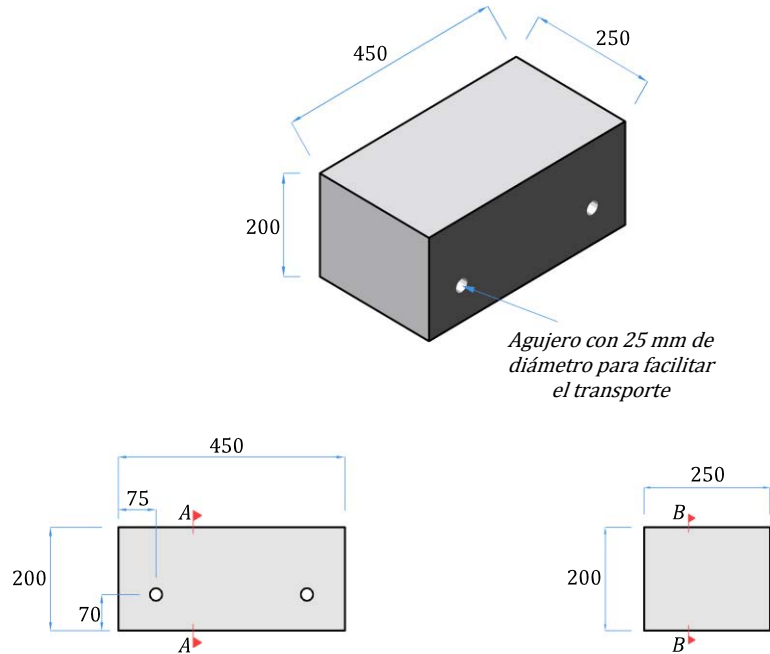


Figura E.1 – Dimensiones del bloque de extremidad: a) vista isométrica; b) alzado frontal y alzado lateral (medidas en mm)

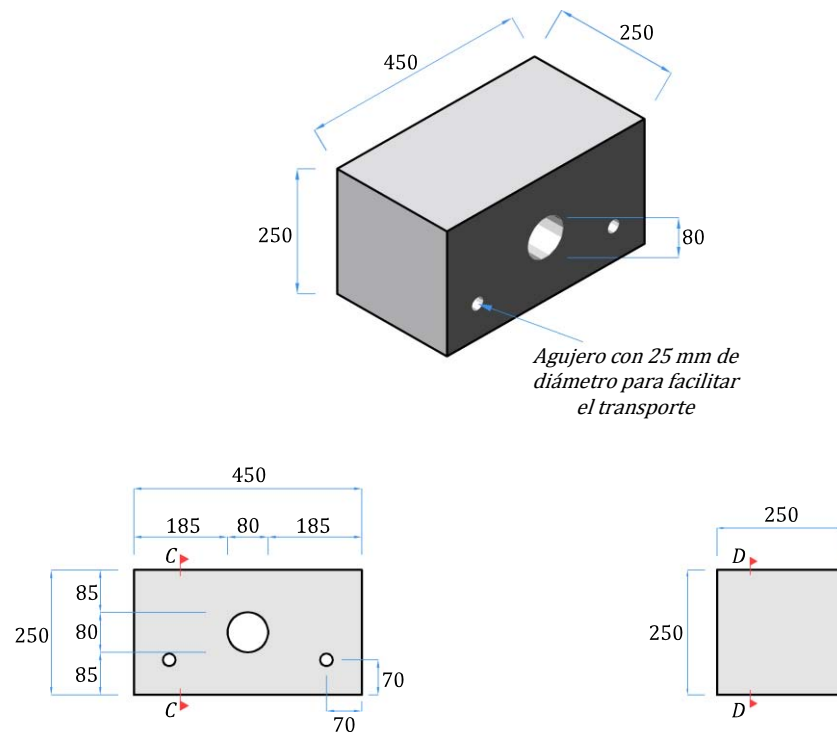


Figura E.2 – Dimensiones del bloque de extremidad: a) vista isométrica; b) alzado frontal y alzado lateral (medidas en mm)

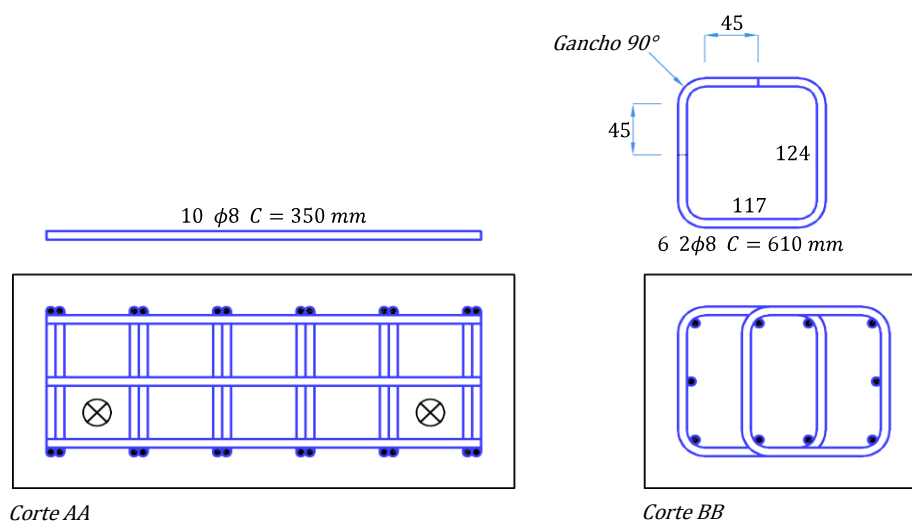


Figura E.3 - Armadura del bloque de extremidad

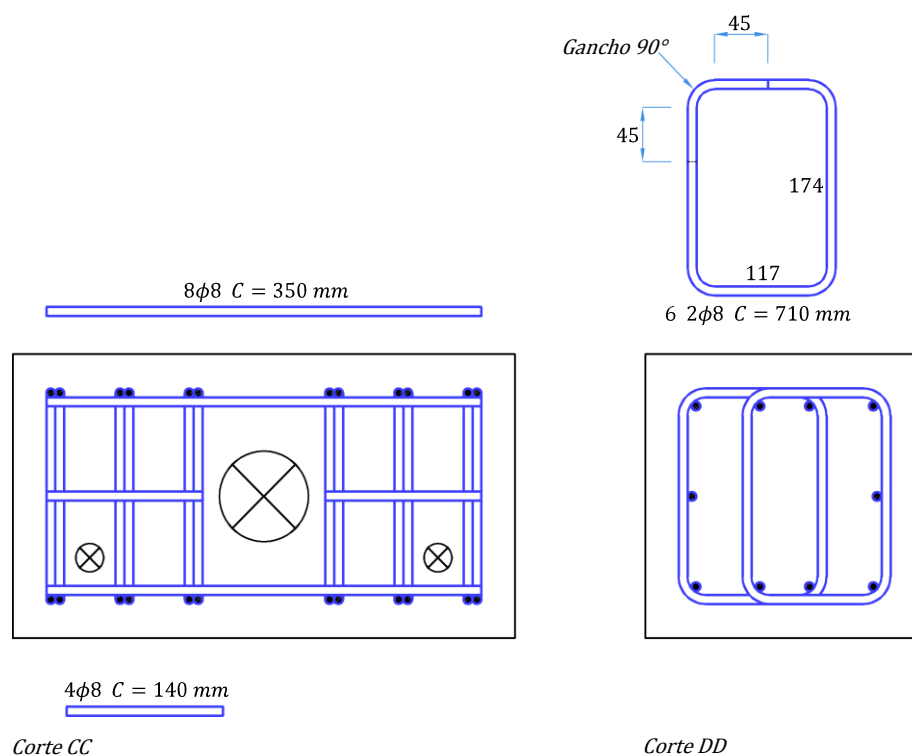
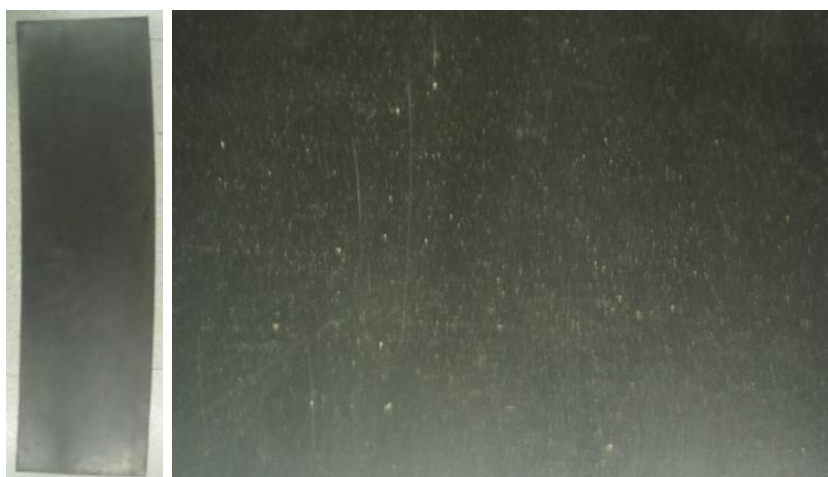


Figura E.4 - Armadura del bloque central

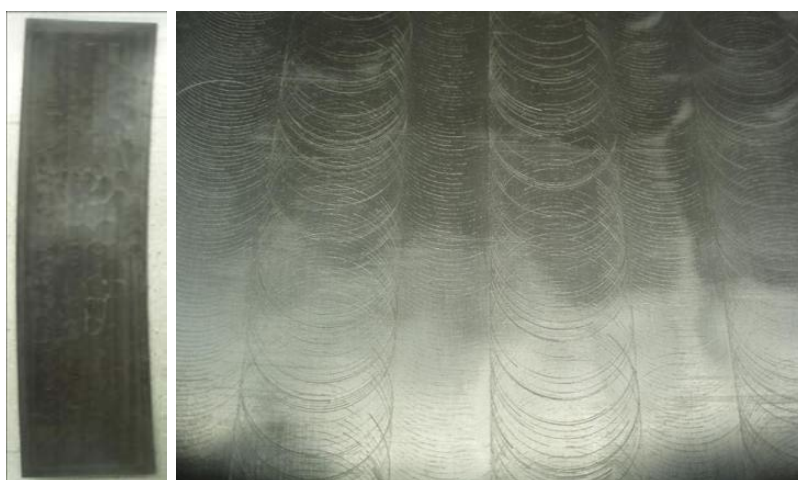
## APÉNDICE F – ACABADO SUPERFICIAL DE LOS PACKERS ENSAYADOS



*Figura F.1 – Vista del Packer de la Línea 9 de Barcelona*



*Figura F.2 – Vista del Packer del Túnel de Guadarrama*



*Figura F.3 – Vista del Packer del Túnel de Pajares*



